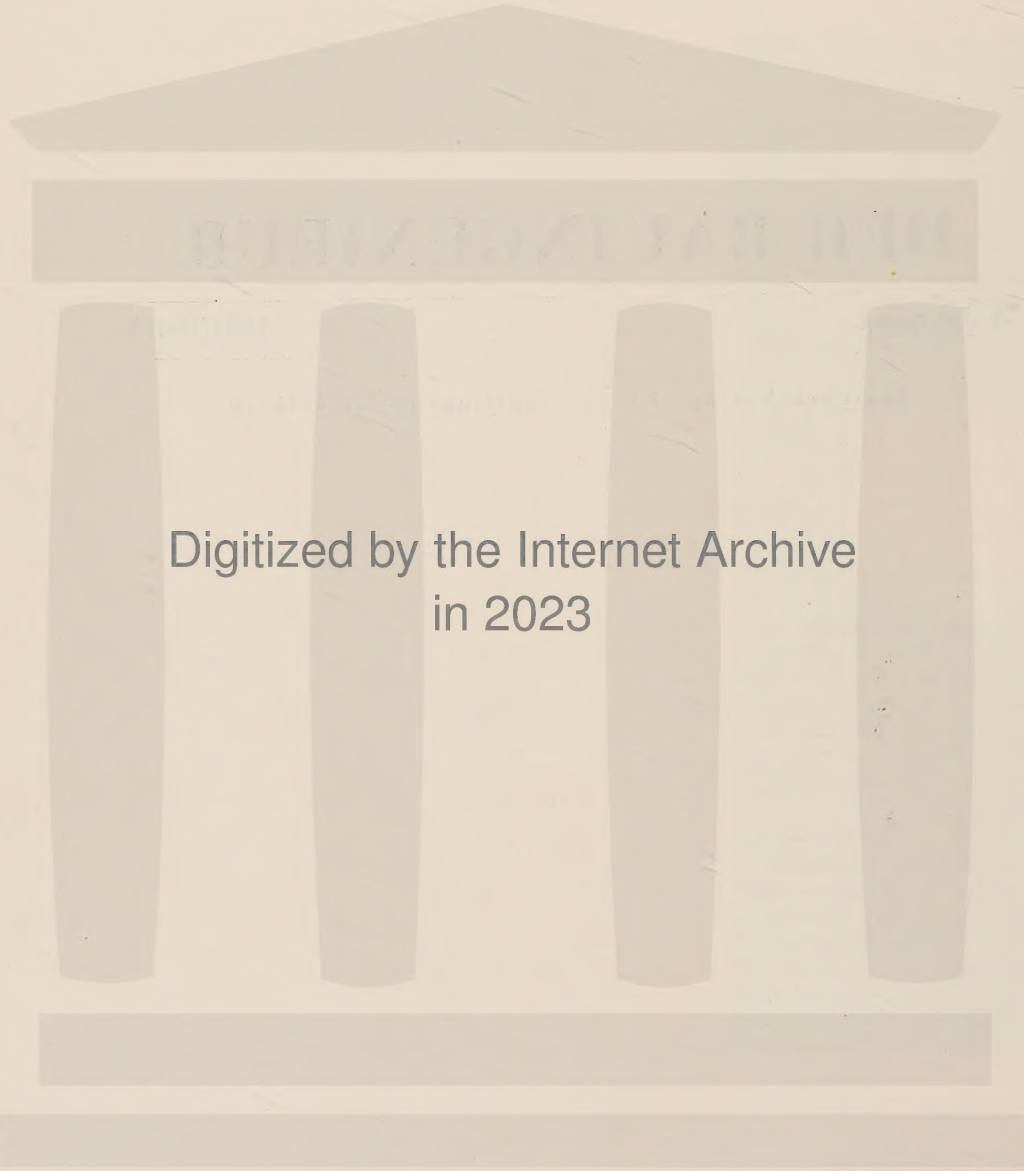


DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1951/Heft 1

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



Digitized by the Internet Archive
in 2023

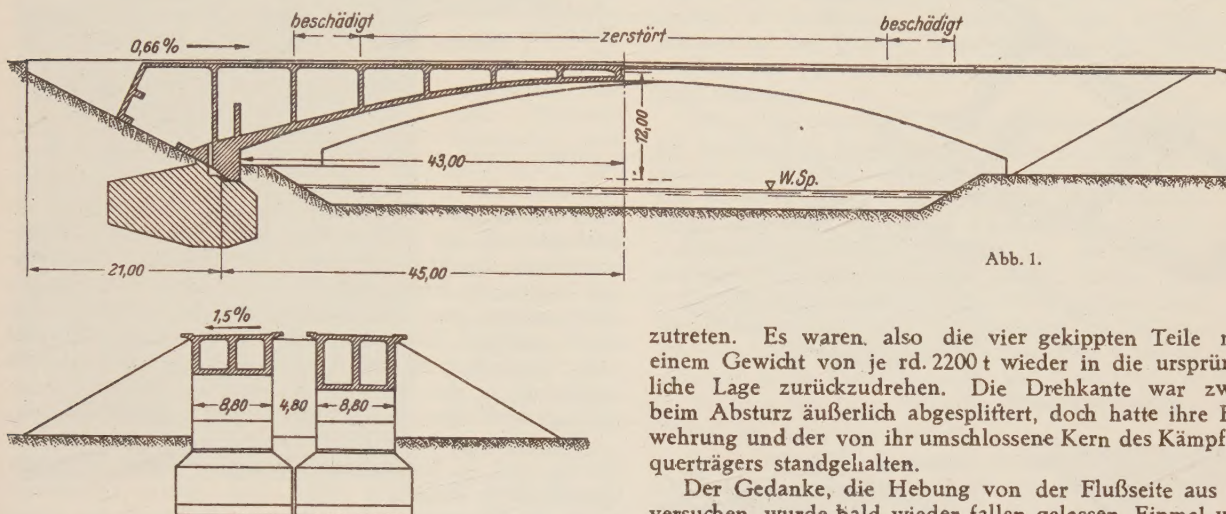
Die Hebung der Autobahnbrücke über die Saalach bei Bad Reichenhall.

Von Dr.-Ing. Otto Veit, Oberingenieur in der Beton- und Monierbau A.-G., Niederlassung München.

Die Autobahn München—Salzburg überquert unmittelbar vor der Landesgrenze nördlich von Bad Reichenhall die Saalach. Das Bauwerk wurde in den Jahren 1937/38 erbaut und bestand aus zwei nebeneinanderliegenden Bogenscheibenbrücken von 90 m Stützweite. Jeder der

bung 500 000 DMark eingespart werden konnten, abgesehen von der Ersparnis an den Mangelbaustoffen Zement und Stahl.

Diese Überlegungen bestimmten das Straßenbaumt (Autobahn) München, dem Gedanken der Hebung näher-



beiden Überbauten wies drei Bogenscheiben mit unterer Druckplatte und angehängten Flügeln auf; die tiefgesetzten Kämpfergelenke ergaben ein Pfeilverhältnis $f/l = 1/7,5$. Die kräftigen, stark bewehrten Kämpferquerträger stützten sich auf Widerlager aus Stampfbeton ab, die zwischen Stahlspundwänden auf den unter grobem Geschiebe anstehenden Flinzletten gegründet waren (Abb. 1).

In den letzten Tagen des Krieges wurden beide Überbauten im Scheitel gesprengt. Dabei wurden die Bogenscheitel völlig zertrümmert. Die Seitenteile kippten in den Fluß, wobei die Kämpfergelenke von ihren unteren Teilen abgehoben und die Flügel nach oben aus den Anschlußdämmen herausgerissen wurden (Abb. 2).

Der Flußquerschnitt war hierdurch stark eingeengt. Es wurden deshalb durch amerikanische Pioniere weitere Sprengungen vorgenommen und die Dämme zum Bau einer Umgehungsstraße zum Teil abgetragen. Der Verkehr auf der Autobahn konnte noch im Sommer des Jahres 1945 über eine Behelfsbrücke wieder aufgenommen werden. Jedoch blieb die Gefahr von Überschwemmungen durch die immer noch starke Einengung des Flußbettes bestehen. Man hatte die Wahl, entweder auch die restlichen Überbauten noch zu sprengen oder den Versuch ihrer Hebung zu machen. Eine Untersuchung ergab, daß von den rd. 5100 m³ Stahlbeton der beiden Überbauten etwa 3100 m³ fast unbeschädigt waren und erhalten bleiben konnten, wenn die Hebung gelang. Ihre Beseitigung und Wiederherstellung hätte einen Betrag von rund 750 000 DMark erfordert, von dem durch die He-

zutreten. Es waren, also die vier gekippten Teile mit einem Gewicht von je rd. 2200 t wieder in die ursprüngliche Lage zurückzudrehen. Die Drehkante war zwar beim Absturz äußerlich abgespliffert, doch hatte ihre Bewehrung und der von ihr umschlossene Kern des Kämpferquerträgers standgehalten.

Der Gedanke, die Hebung von der Flußseite aus zu versuchen, wurde bald wieder fallen gelassen. Einmal war die Errichtung eines Hebeegerüsts im Flußbett durch tiefe Kolke und die darin versunkenen Trümmer sehr erschwert. Sodann aber wären die Bogenscheiben zwischen der Drehkante und den Hebeorganen als Balken auf zwei Stützen beansprucht worden, denen die untere Bewehrung fehlte, so daß neue Reißbildungen zu erwarten waren.

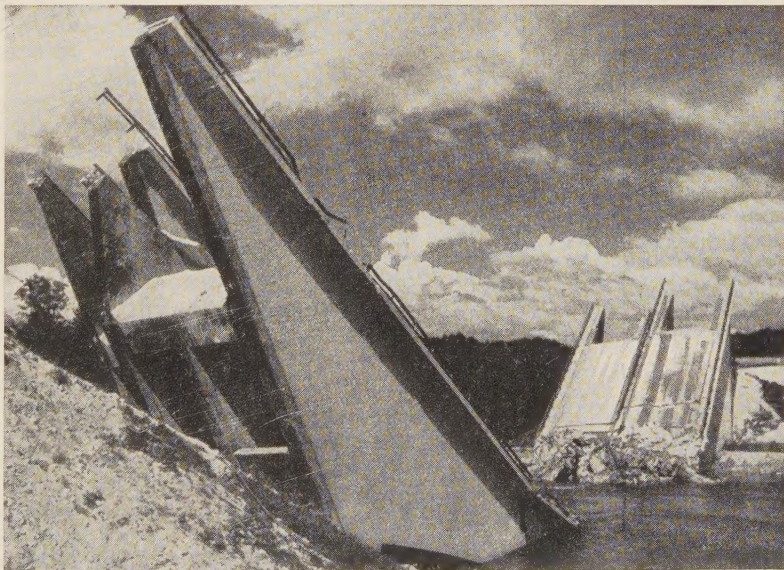


Abb. 2.

Dieser Umstand führte dazu, die Drehung durch Zug an den weit ausladenden Flügeln vorzunehmen, deren starke obere Bewehrung diese Art der Beanspruchung nahelegte. Zudem konnte hierbei auf ein schweres Hebeegerüst verzichtet werden, da die anschließenden Dämme einen natürlichen Verankerungspunkt boten.

Vorschläge zur Hebung mittels hydraulischer Pressen und unter Verwendung von Flaschenzügen und elektrischen Winden konnten nicht verwirklicht werden, da teils die erforderlichen Geräte anderwärts gebunden waren, teils die Kosten zu hoch geworden wären. Es wurde daher auf ein vorhandenes Gerät der Beton- und Monier-

gezeigt hatte, wurde vor der Hebung des zweiten Teils das Betonfutter durch eingeschweißte Bindebleche ersetzt, die bis zum Schluß jeder Beanspruchung standhielten.

Die Zugstangen führten durch Aussparungen der Querscheiben zu drei weiteren Trägern IP 55, die in die auskragenden Flügel eingesetzt waren, legten sich dort über zwei aus gebogenen Blechen gebildete und ausbetonierte Sattelstücke und führten dann zu der eigentlichen Zugvorrichtung. Man hatte ursprünglich an die

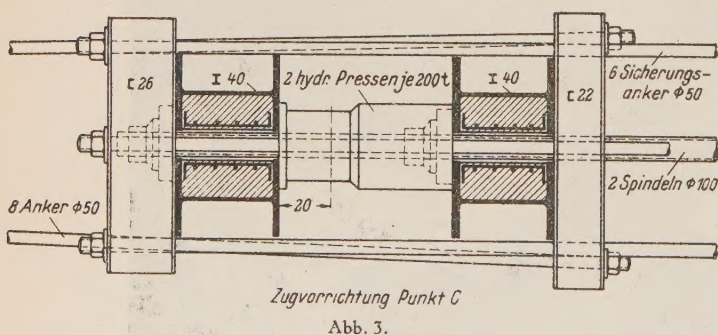
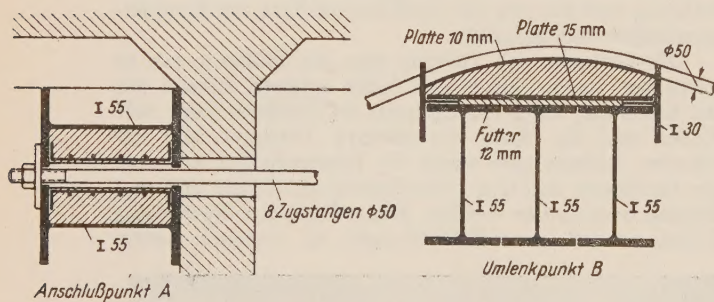
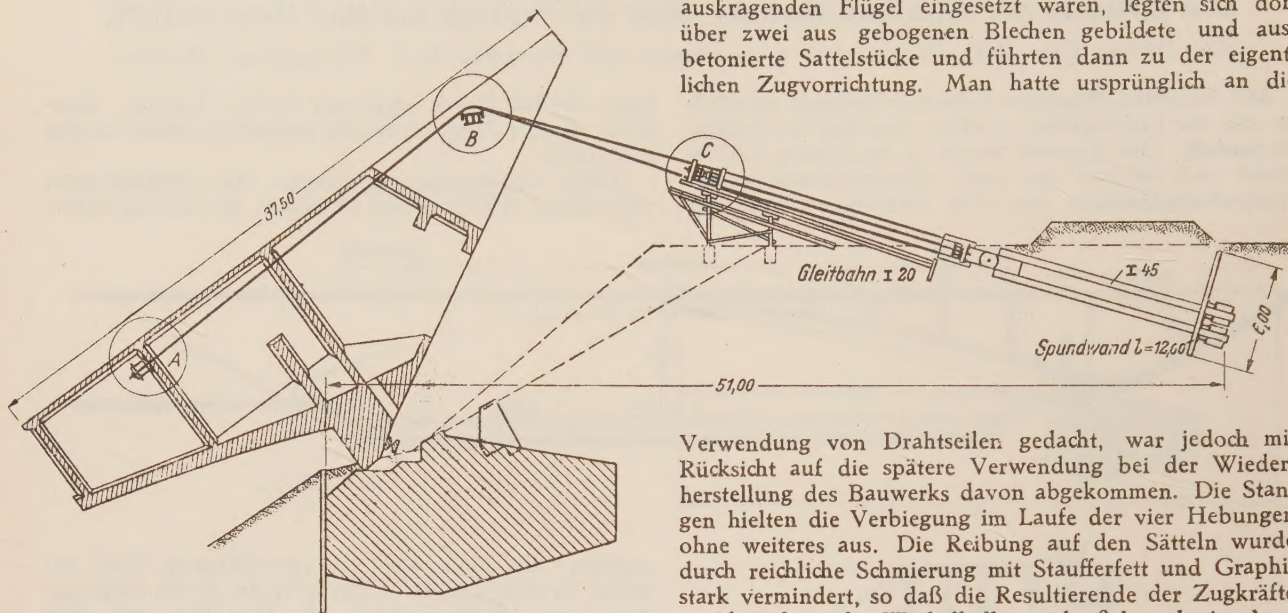


Abb. 3.

bau A.-G. zurückgegriffen und dieses der besonderen Aufgabe angepaßt (Abb. 3).

Im flußseitigen Teil der Bogenscheiben wurden zwei IP 55 in Aussparungen eingesetzt und verkeilt. Sie nahmen zwischen sich die 16 Zugstangen $\varnothing 50$ auf, die sich mit Schraubenmuttern und schweren Beilagescheiben gegen die Flanschen der Träger legten. Die Träger waren an diesen Stellen ausbetoniert, was sich jedoch nicht bewährt hat. Trotz der eingeschweißten Bügelbewehrung erhielt der Beton durch die einseitige Kantenpressung starke Schubrisse, die zu erheblichen Verbiegungen der Trägerflanschen führten. Durch Einbau von Verstärkungen konnte die Gefahr beseitigt werden. Da sich die gleiche Erscheinung noch an einigen anderen Punkten

Verwendung von Drahtseilen gedacht, war jedoch mit Rücksicht auf die spätere Verwendung bei der Wiederherstellung des Bauwerks davon abgekommen. Die Stangen hielten die Verbiegung im Laufe der vier Hebungen ohne weiteres aus. Die Reibung auf den Sätteln wurde durch reichliche Schmierung mit Staufferfett und Graphit stark vermindert, so daß die Resultierende der Zugkräfte annähernd in die Winkelhalbierende fiel und ein Ausschlitzen der Träger aus den Flügeln nicht zu befürchten war.

Die Zugvorrichtung selbst bestand aus 4 hydraulischen Pressen von je 200 t Tragkraft, die zwischen kräftigen Querhäuptern eingebaut waren. Am unteren Querhaupt waren die Zugstangen angeschlossen, während das obere mittels schwerer Schraubenspindeln $\varnothing 100$ mm über ein Bolzgelenk am Widerlager verankert war.

Letzteres war zunächst als Betonklotz geplant, der aber eine erhebliche Menge von Zement erfordert hätte und außerdem viermal hätte hergestellt und wieder abgebrochen werden müssen. Daher wurde für die Ausführung eine Stahlspundwand von 12 m Länge und 6 m Rammtiefe vorgesehen, die viermal verwendet und am Schluß wiedergewonnen wurde. Die zur Verankerung dienenden Träger wurden im unteren Drittelpunkt durch die Wand geführt und mittels kräftiger Querträger gegen die Bohlen abgestützt. Zur Sicherheit gegen einen Grundbruch wurde vor der Spundwand noch ein Gegengewicht aufgeschüttet. Die Anordnung hat sich einwandfrei bewährt; die größte gemessene Bewegung der Wand betrug 15 mm.

Die Zugvorrichtung ruhte auf geschmierten Gleitbahnen aus I-Trägern, die auf einem einfachen Gerüst befestigt waren. Da die schweren Ankerspindeln während des Zugvorgangs laufend durch Herausnahme von Zwischenstücken verkürzt werden mußten, waren noch sechs Hilfsanker $\varnothing 50$ mm vorgesehen, die während der Auswechselung der Spindeln die Zugkraft übernahmen.

Um bei der späteren Wiederherstellung der Brücke ein einwandfreies Arbeiten der Kämpfergelenke zu sichern, wurden die am Widerlager verbliebenen unteren Gelenkhälften abgehoben und mit den am Überbau hängenden oberen Teilen in plangemäßer Lage verschraubt. Zu dem gleichen Zweck wurden in die Lagerfugen hinter der Drehkante Hartholzbohlen von 5 cm Stärke eingelegt, auf die sich die Kämpferquerträger bei der Drehung aufsetzten. Die Auffüllung über den Widerlagern wurde, soweit nötig, entfernt. Unter den Außenscheiben wurden auf die Widerlager kurze Stützpfeiler aufbetoniert, die gleichfalls eine Zwischenlage aus Hartholzbohlen erhielten.

Eingehende Überlegung erforderte der Umstand, daß der Schwerpunkt der Bauwerksteile bei der Drehung über die Drehkante hinauswanderte. Eine bloßes Fallenlassen

auf die provisorischen Stützpfeiler konnte zu unkontrollierbaren Verschiebungen und wahrscheinlich zu schweren Schäden am Bauwerk führen. Ein Abbremsen dieser Bewegung wäre sehr schwierig gewesen, da die Kraft nach dem Überschreiten des Totpunktes ständig zunehmen mußte. So entschloß man sich, den Schwerpunkt kurz vor Erreichen des Totpunktes, durch Einbringen von Kiesballast in die vorderste, flußseitige Kammer des Bauwerks, zu verlagern, so daß die Zugvorrichtung bis zum Ende der Drehung mit geringer Kraft im Zug blieb und

so die Bewegung bis zum Schluß sicher beherrscht werden konnte.

Schließlich wurden noch eine Reihe von Meßvorrichtungen angebracht, die eine laufende Kontrolle des Zugweges, des

Schwerpunktweges, der Winkeldrehung und der etwaigen Bewegungen der Spundwand ermöglichten. Zur

Messung der Zugkraft waren an den Pumpen zwei Manometer vorgesehen.

Im Dezember 1948 war auf

Grund der geleisteten Vorarbeiten und des eingehend durchgearbeiteten Vorschlags der ausführenden Firma der Auftrag für die Hebung zu Pauschalpreisen erteilt worden, wobei allerdings die Firma das volle Risiko für das Gelingen der Arbeit übernehmen mußte. Die beschriebenen Vorarbeiten wurden sogleich in Angriff genommen. Am 9. März 1949 konnte mit der Hebung des ersten Teiles begonnen werden (Abb. 4).

Da die Hubhöhe der Pressen 20 cm betrug, wurde nach je 20 cm Zugweg das untere Querhaupt durch Anziehen der Muttern an den Spindeln verankert, worauf die Pressen entleert wurden und das obere Querhaupt zurückgeschraubt werden konnte. Dieses Spiel wiederholte sich fortlaufend. Rechnerisch war eine größte Anfangszugkraft von 400 t ermittelt worden. Die Bewegung setzte auch tatsächlich bei Erreichen dieser Kraft ein. Im weiteren Verlauf ergab sich jedoch zeitweise an Stelle der erwarteten Abnahme eine nicht unwesentliche Steigerung der Kraft, durch die die gesamte Zugvorrichtung bis an die Grenze der vorgesehenen Reserve in Anspruch genommen wurde. Der Grund für diese Erscheinung lag an nicht vorhergesehenen Zwängungsreibungen der Querhäupter auf ihren Gleitbahnen, die schon im Laufe der ersten Hebung allmählich zurückgingen und bei den weiteren Arbeiten durch geänderten Einbau fast ganz vermieden werden konnten. Das Einbringen des Kiesballastes ging planmäßig vor sich und am 30. März konnte der erste Teil auf seine Stützpfeiler abgesetzt werden. Durch Sprengung der vorderen Querwand wurde der Ballast nach dem Flusse zu entleert, worauf die Zugvorrichtung ausgebaut und zum nächsten Teil umgesetzt werden konnte (Abb. 5).

In gleicher Weise ging die Hebung des zweiten Teiles vom 16.5 bis 9.6.1949 vor sich, die des dritten Teiles vom 18.7. bis 3.8.1949. Während sich diese drei Teile beim Absturz nur geringfügig nach der Landseite zu

parallel verschoben hatten, so daß sie bei der Hebung wieder ziemlich genau in die planmäßige Lage kamen, hatte sich der vierte Teil außerdem im Grundriß nicht unwesentlich verdreht. Es mußte deshalb versucht werden, ihn nicht nur wieder aufzurichten, sondern anschließend noch um eine lotrechte Achse zu drehen. Dies bedingte die horizontale Verschiebung des Gewichtes von rd. 2200 t um maximal 15 cm.

Zu diesem Zweck wurde unter jeder der drei Scheiben und auf den rückwärtigen Stützpfeilern ein Paar Stahlplatten von 100 · 60 cm und 20 mm Stärke an Stelle der Hartholzbohlen eingebaut. Sie wurden aus alten Kesselblechen geschnitten, ihre Oberflächen mit der Handschleifmaschine geglättet und mit einer Mischung von Maschinenöl und Graphitflocken geschmiert. Ein 1 cm starkes Weichholzfutter sicherte die satte Auflage des Betons auf den Platten. Unmittelbar an der Drehkante war vor den Platten wieder eine Auflaufbohle aus Hartholz eingelegt.

Die zu überwindende Reibungskraft an den geschmierten Stahlplatten betrug theoretisch rund 200 t, erwies sich jedoch in Wirklichkeit wesentlich geringer, wohl infolge der ausgezeichneten Schmierwirkung des Graphits. So ergab sich schon im letzten Abschnitt der Hebung eine unbeabsichtigte leichte Verschiebung, der jedoch durch sofortige Abstützung begegnet werden konnte. Nach beendeter Hebung wurde die flußabwärts gelegene Kante des Kämpferquerträgers nach der Flußseite zu kräftig gegen die Spundwand des Widerlagers abgestützt, während flußaufwärts in die Gelenkkammer zwei Pressen von je 200 t in horizontaler Lage zwischen Kämpferquerträger und Widerlager eingebaut wurden.

Schon bei einem Pressendruck von 70—80 t setzte die Drehung ein und war innerhalb einer Stunde ohne jeden Zwischenfall beendet.

Durch diesen Erfolg ermutigt, beschloß die Bauherrschaft, nun auch noch einen weiteren Teil genauer ausrichten zu lassen. Er wurde mit hydraulischen Pressen

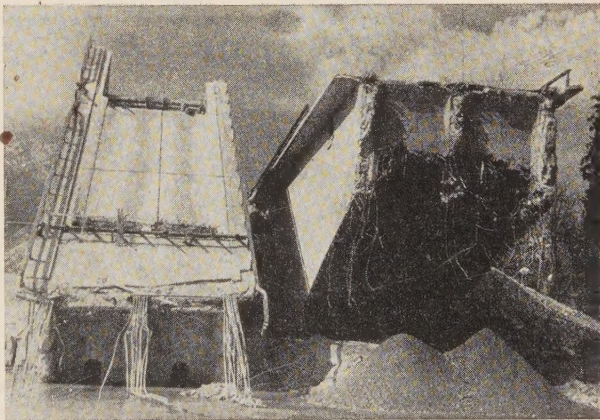


Abb. 5.

nochmals von seinen rückwärtigen provisorischen Lagern abgehoben und ein Stützpfeiler unter die Mittelscheibe einbetoniert, auf den die oben beschriebenen geschmierten Gleitplatten aufgesetzt wurden. Dann wurden diesmal 4 Pressen von je 200 t eingebaut. Bei voller Ausnützung des Druckes von 800 t gelang dann auch die Verschiebung von Beton auf Hartholz ohne Zwischenfall. So konnte die Gesamtarbeit am 25. November 1949 abgeschlossen werden.

Die Lieferung der Anschluß- und Verbindungsteile der Hebevorrichtung erfolgte durch das Eisenwerk Fr. Schröder, München, der hydraulischen Ausrüstung durch die Hebezeug- und Fördermittel GmbH., Düsseldorf. Die Gesamtarbeiten wurden durch die Beton- und Monierbau AG., Niederlassung München, projektiert und ausgeführt.

Das Hegaubahnproblem.

Von Dr. sc. tech. Adolf Eggenschwyler, Schaffhausen.

In den Jahren 1927 bis 1929 erschienen im BAUINGENIEUR sieben Abhandlungen des 1940 in Koblenz verstorbenen Oberregierungsbaurates W. Weber über die Verbesserung des Eisenbahnhauptnetzes. W. besaß eine besondere Gabe, eine Linie rasch und treffend in ein Kartenblatt einzuzeichnen, ohne sich dabei in Einzelheiten zu verlieren, und daneben einen gewaltigen Überblick über das ganze Netz und seine Entwicklungsgeschichte. Er brachte dadurch etwas fertig, was vor ihm vielleicht noch keinem gelang, einen „Gesamtplan“ für

Juragebirges und wird im Süden durch den Rheinabschnitt Konstanz—Schaffhausen begrenzt. Im Norden, liegt, bei Tuttlingen, der Übergang ins Neckargebiet, die Einsattelung zwischen Schwarzwald und Rauher Alb. Infolgedessen schneiden sich im Hegau verschiedene wichtige Verkehrslinien, besonders

1. die Jurasüdfußlinie Schaffhausen—Ulm, die bei richtigem Ausbau eine große Sammellinie werden müßte, die in Ulm den Verkehr aus Norden (Berlin—Bamberg—Crailsheim), aus NO (Prag—Regensburg) und aus Osten (Wien—München) zusammenfaßt und bei Schaffhausen in die Richtungen Basel—Burgund, Olten—Genf und Zürich—Gotthard verteilt,
2. die Nagoldlinie Mannheim—Pforzheim—Bodensee—Splügen, und
3. die Linie Stuttgart—Zürich—Gotthard.

Verschiedene Umstände trugen jedoch dazu bei, daß die bestehenden Linien vieles zu wünschen übriglassen und der Verkehr sich deshalb auch nicht in der genannten Weise entwickeln konnte, sondern weitgehend auf entferntere Linien abgedrängt wurde. Einmal war die topographische Gestaltung so, daß die Einschaltung von Steilrampen an verschiedenen Stellen (Neuhausen, Engen, Stockach) große Kostenersparnisse ermöglichte, dann waren die komplizierten Landesgrenzen zwischen der Schweiz, Baden, Württemberg und Hohenzollern einer großzügigen Eisenbahnpolitik nicht gerade förderlich, und schließlich scheint bei der Festlegung der heutigen Linien noch mehr mit dem Zustandekommen einer schweizerischen Ostalpenbahn durch Graubünden als mit der Gotthardlinie gerechnet worden sein. Deshalb mündet die badische Schwarzwaldbahn Offenburg—Singen von Westen her in den Bahnhof Singen ein und deshalb erhielt wohl auch die von der Donau über Schwackenreute kommende Linie so ausgesprochenen Nebenbahncharakter und wurde nach Radolfzell heruntergezogen, statt nach Singen.

Der Splügen ist allerdings ungefähr die klarste Einkerbung der Alpenkette, die auch für eine Schienenverbindung zwischen Deutschland und Italien von jeher besonders reizen mußte. Schon 1840, zwölf Jahre bevor zum erstenmal eine Gotthardbahn angeregt wurde, entstand in Chur ein „Vorbereitungskomitee für den Bau einer die italienischen Bahnen mit den deutschen verbindenden Gebirgsbahn durch Graubünden“, das sich 30 Jahre lang mit großer Energie erst für den Splügen und dann für den Lukmanier einsetzte, bis 1869 die Entscheidung endgültig zugunsten des Gotthard fiel.

Auf die günstige Verkehrsentwicklung der 1882 vollendeten Gotthardbahn hin lebten aber bald in der West- und Ostschweiz die Wünsche nach eigenen Alpendurchstichen wieder auf, und nachdem die Westschweiz die 1906 vollendete Simplonbahn erhalten hatte, stellte auch der Kanton Graubünden ein Konzessionsgesuch für eine Splügenbahn, das die Höchststeigung mit 26 ‰ und den Minimalradius mit 300 m der Gotthardbahn anglich und den Scheitel 1040 m ü. M., in der Mitte des 26.1 km langen Tunnels vorsah. Das Projekt war jedoch nicht sehr bestechend und scheint in Italien wenig Anklang gefunden zu haben, so daß die Finanzierung unterblieb.

Bisher erhielten überhaupt alle normalspurigen Alpenbahnen vom Mont Cenis bis zum Brenner Steigungen von 1:40 bis 1:30. Heute aber kann es sich nicht mehr darum handeln, auch der Ostschweiz einen solchen Alpendurchstich zu bewilligen, sondern ob sich ein Alpenbasistunnel mit wesentlich flacheren Zufahrten lohne und wo er am besten liege. Verschiedentlich wurde in der Schweizer Presse ein Gotthardbasistunnel angeregt, der

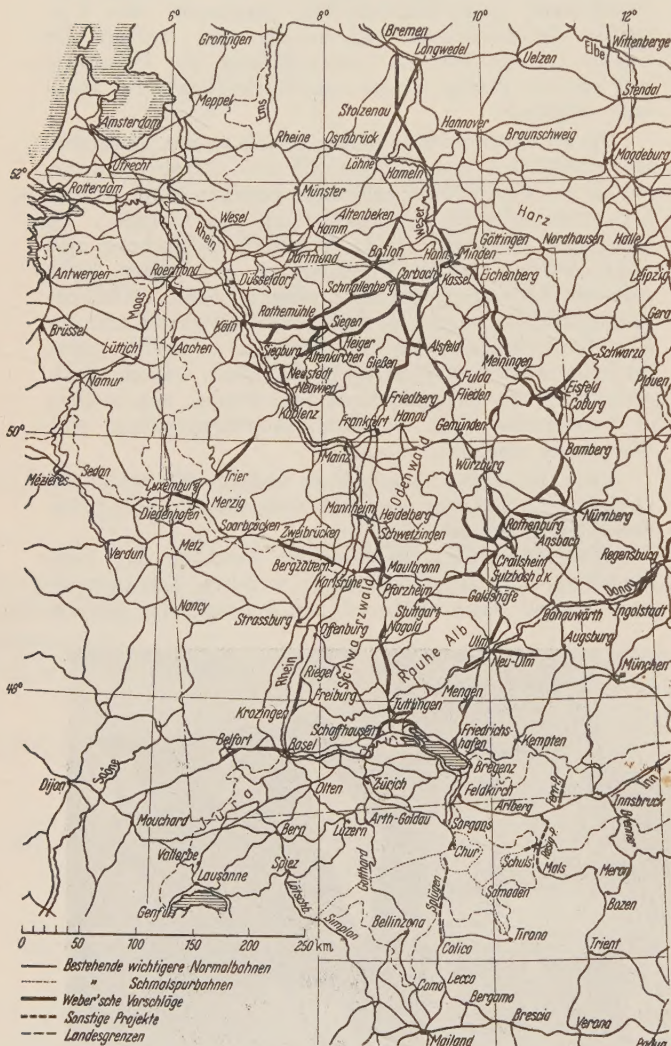


Abb. 1.

ein so großes Gebiet wie das deutsche Eisenbahnnetz westlich der Wasserscheide Weser—Elbe, der wie aus einem Guß kommt und der für einschlägige Studien auch dann von größtem Wert ist, wenn man nicht alle darin verzeichneten Neubauten als bauwürdig anerkennen will.

Eine zusammenfassende Beschreibung dieses Gesamtplanes ist leider nicht mehr fertig geworden. Weber gab auch nur wenige Zeichnungen von sich, und sein wissenschaftlicher Nachlaß wurde 1945 durch Kriegshandlungen weitgehend zerstört. Trotzdem sollte es möglich sein, an Hand der Karte und auf Grund seiner Veröffentlichungen die einzelnen Linien des Gesamtplanes zu rekonstruieren.

Mit kaum einem anderen deutschen Gau scheint sich Weber aber so eingehend befaßt zu haben wie mit dem Hegau. Dieser liegt auf der südlichen Abdachung des

zwischen Silenen und Giornico etwa 45 km lang würde. Diesmal sprechen aber die stärkeren Gründe für den Splügen. Das Nordportal könnte bei Thusis, etwa 670 m ü. M., liegen und wäre von Zürich und vom Bodensee her mit 1 : 150 leicht erreichbar. Mit einseitigem Gefälle 1 : 130 gegen Süden würde der Tunnel 41,8 km lang und die 23,2 km lange Reststrecke bis Colico könnte mit 1 : 120 dem rechten Talhang angelehnt werden. Da in der Süd-Nord-Richtung immer mehr Leerwagen zu führen sind, so ist die etwas stärkere Steigung der Südrampe nicht unerwünscht. Die Fahrstrecke Zizers—Colico würde 97,0 km und Zürich—Mailand 290,4 km lang, gegen 294 km über den Gotthard. Zudem würden, von den unbekannten Steigungsverhältnissen auf den italienischen Strecken abgesehen, 927 m verlorene Steigung eingespart und die Höchststeigung von 26 auf 6, 7 bzw. 8,3 ‰ herabgesetzt. Von Ulm oder Tuttlingen her oder gegen die Adria wäre der Gewinn noch größer. Man könnte mit den Zugkompositionen des Flachlandes durch die Alpen fahren. Die Einsparung an Zugförderungskosten wäre gewaltig. Diese Linie müßte fast den ganzen Güterverkehr zwischen Deutschland und Italien an sich und auch dem Seeweg viele Transporte entziehen, und da mit neueren Bohrgeräten bereits Monatsfortschritte von 570 m in Granit gemeldet werden, so erscheint auch die lange Bauzeit nicht mehr abschreckend. Sobald also die Fortschritte im Tunnelbau, die zu erwartenden Verkehrsmengen und der Drang nach Arbeitsbeschaffung groß genug erscheinen, ist eine Wiederaufnahme der Splügeninitiative nicht unwahrscheinlich. Daß eine Splügenbahn im vorigen Jahrhundert gegen den Gotthard nicht aufzukommen vermochte, erklärt sich besonders dadurch, daß man einen so langen und einseitig fallenden Tunnel noch nicht riskieren konnte, daß der Splügen für halbhohe Lösungen weniger geeignet ist und daß die Schweiz besonderes Gewicht auf eine Verbindung mit dem Kanton Tessin legen mußte.

Sobald aber 1869 die Entscheidung zugunsten des Gotthard gefallen war, setzten in der Schweiz die Bestrebungen zur Verbesserung der nördlichen Gotthardzufahrten über Schaffhausen ein. 15 Jahre nach dem Gotthard kamen die Linien Arth—Goldau—Zug—Thalwil und Eglisau—Schaffhausen in Betrieb, wodurch erst einmal die Umwege über Rothkreuz, Affoltern und Winterthur ausgeschaltet waren. Jenseits der Landesgrenze wurden besonders die beiden Spitzkehren von Singen und Immendingen als störend empfunden und wurde deshalb lange Zeit eine „Randenbahn“ Schaffhausen—Donaueschingen—Schwenningen propagiert, die gegen Donaueschingen—Offenburg 34,5 und gegen Rottweil—Stuttgart 21,5 km kürzen sollte, die Steigungsverhältnisse aber nicht verbesserte und bei der Badischen Staatsbahn keinen Anklang fand.

Diesem Projekt wurde von deutscher Seite etwa von 1912 an das Projekt einer „Hegaubahn“ nach Raisch entgegengestellt, das die beiden Spitzkehren auf einfachere Weise, nur mit den Neubaulinien Herblingen—Welschingen und Hattingen—Möhringen ausschalten und sich mit Kürzungen von 9,5 und 6,5 km begnügen wollte. Von privater Seite kam noch ein dritter Vorschlag, die sog. „Bibertalbahn“ hinzu, ebenfalls mit Höchststeigung 1 : 60, worauf das eidgen. Post- und Eisenbahndepartement die Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen zu einer Begutachtung einlud, die am 8. März 1926 zum Abschluß und in Übereinstimmung mit der Reichsbahn zum Schlusse kam, daß die Hegaubahn den Vorzug verdiene.

In diesem Bericht [5] wurden auch Vorschläge Webers erwähnt, aber ohne Quellenangabe und mit verschiedenen Unklarheiten. Weber hat mit [8], [9] und [13] darauf geantwortet, vermochte aber die amtliche Einstellung nicht mehr zu ändern, und so kam 1934 die Abschneidung der Spitzkehre Immendingen zustande, im

Gegensatz zu Raisch aber mit Abstieg 1 : 150 nach Tuttlingen, statt mit 1 : 100 nach Möhringen. Groß ist ihr Nutzen nicht, da sie tariflich nicht berücksichtigt und nur von einem täglichen Schnellzugpaar befahren wird. Solche Gleisdreiecke erschweren den Betrieb, und da Singen gegen eine entsprechende Umfahrung durch den zweiten Teil des Raisch'schen Projektes einen stärkeren Widerstand geltend machen kann, so bestehen dafür wohl nur noch geringe Hoffnungen.

Weber dagegen sah das Problem zunächst von der anderen Seite. Er stützte sich auf den Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 13. Juli 1922, wonach mit Hilfe

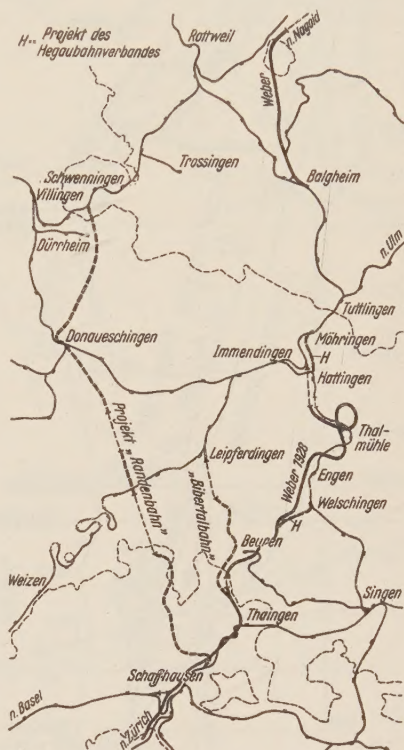


Abb. 2.

der Berechnungsweise von W. Müller geprüft werden sollte, über welche Linien die durchlaufenden Güterzüge mit den geringsten Betriebskosten geführt und durch welche Neubaulinien die Betriebskosten am wirksamsten gesenkt werden könnten. Er erkannte das Verkehrsbedürfnis aus der badischen Pfalz nach dem Bodensee und stellte zunächst fest, daß die badische Schwarzwaldbahn Offenburg—Immendingen für Durchgangsverkehr ungeeignet sei, weil die Steilrampe 1 : 50 zwischen Hausach (241 m) und Sommerau (832 m) sich praktisch nicht abflachen ließ und die Züge schon heute besser über Basel oder Nagold geführt werden. Er suchte deshalb einen Ersatz durch Ausbau der Nagoldlinie und veröffentlichte im Anschluß an eine Tagung in Pforzheim vom 22. Oktober 1924 im „Koblenzer Anzeiger“ vom 5. November 1924 einen Artikel „Die Ostschwarzwaldbahn“, in dem er zur Gewinnung einer flüssigen Linie zwischen Mannheim und dem Bodensee die Neubaulinien Maulbronn—Pforzheim, 12,4 km, Nagold—Balgheim, 64,1 km, und Möhringen—Friedrichshafen, 71,1 km, vorschlug. Insbesondere war ihm wohl um den mittleren Abschnitt zu tun, wo der Übergang vom Nagold- ins Neckartal nie befriedigen konnte und er glaubte, vor Halbheiten warnen zu müssen, und als radikale Lösung die „Heubergbahn“ vorschlug, die in einem neuen Bahnhof Horb-Nord die Linien aus Pforzheim—Nagold und Stuttgart—Eutingen zusammenfaßte und dann ohne

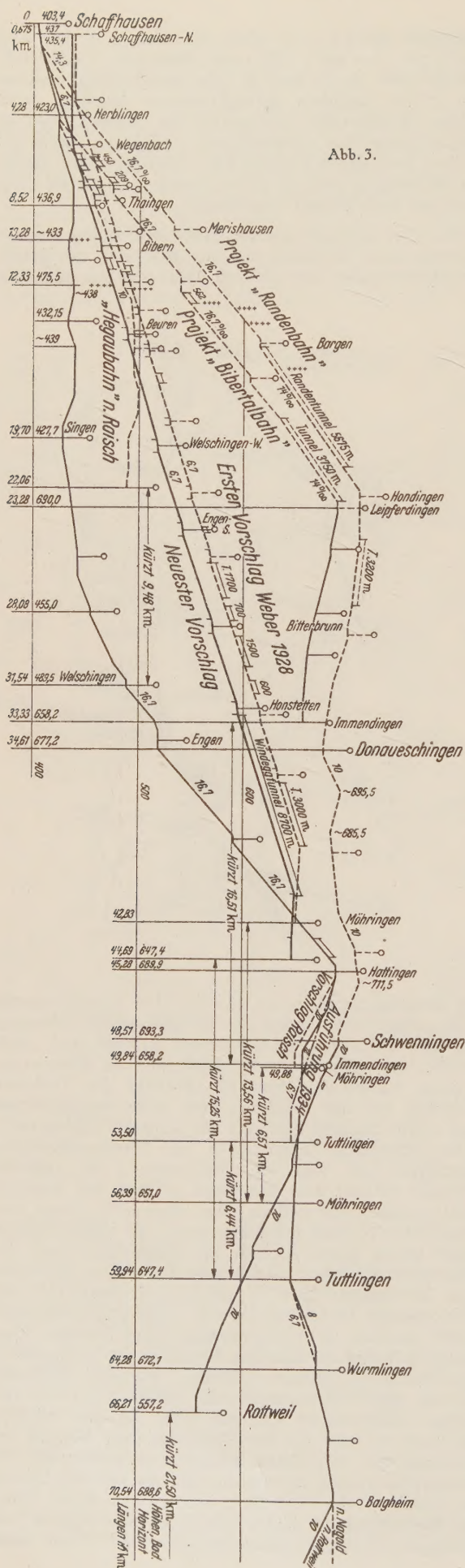


Abb. 3.

Gegensteigung das Neckartal 90 m hoch überbrückte und mit Höchststeigung 1 : 150 die bestehende Linie nach Tuttlingen erst in der Scheitelstation Balgheim, 688,6 m, erreichte. Er dachte dabei an die „kommende Splügenbahn“, der er über das nördliche Bodenseeufer einen möglichst langen deutschen Durchlauf zuhalten wollte, und an die Gewinnung einer Rockadelinie für den Fall einer abermaligen kriegsbedingten Unterbrechung der Rheinlinie.

Dieser Vorschlag wurde dann zunächst in Baden als Konkurrenz gegen die Badische Schwarzwaldbahn empfunden und hatte eine Protestversammlung in Triberg und eine längere Zeitungsfehde zwischen Kuntze-müller und Weber zur Folge [7]. Zudem erhielt Weber Kenntnis von den schweizerischen Bestrebungen zur Verbesserung der Linie Schaffhausen—Stuttgart, hatte dadurch Gelegenheit, sich näher mit diesem Raume zu befassen und ergänzte seinen früheren Vorschlag im Norden durch die Neubaulinie Schwetzingen—Maulbronn und im Süden durch Abzweigungen nach Schaffhausen und Konstanz, und da er nun mit 1 : 150 von Norden bis Tuttlingen kommen konnte und auch die Linien Basel—Beringen und Ulm—Tuttlingen nicht steiler waren, so war es für ihn gegeben, auch am Verbindungsstück im Hegau diese Norm einzuhalten, während die drei übrigen Projekte die Höchststeigung mit 1 : 60 der bestehenden Linie angeglichen hatten.

Erst nach 1928 scheint sich Weber näher mit der Ulmer Linie und dem Raume um Crailsheim befaßt zu haben. In der Meßkircher Denkschrift von 1933 [13] schlug er erstmals eine Abzweigung von Engen nach Schwackenreute vor. Von dort steht bis Ulm auf 100 km Länge ein breiter, flacher Talboden zur Verfügung, der anscheinend durch einen größeren eiszeitlichen Fluß entstanden ist und in den nun bei Mengen, links aus einem engen Juratal herauskommend, die Donau einmündet. Die bestehende Linie verläßt jedoch kurz vor Ulm diesen Talboden, um jenen merkwürdigen Umweg über Blaubeuren anzutreten, von dem Weber schreibt:

„Die bestehende Bahn, welche das Donautal bei Rottenacker verläßt, ist für Durchgangsverkehr unbrauchbar, der sich deshalb auch nicht entwickeln konnte. Diese Lücke im Eisenbahnnetz verschuldet die völlige Entwertung der Donaubahn Neu-Ulm—Regensburg und ihre Degradierung zur unbedeutenden Nebenbahn, obwohl sie einst als Hauptbahn erbaut worden ist. Die Lücke wird geschlossen durch eine Neubaulinie Rottenacker—Erbach, die nebenbei Aufschluß bewirkt, und eine Verbindungslinie Donautal—Neu-Ulm. Gegen die alte Linie ergibt sich eine Kürzung um 13,4 km, der Ausschuß von 49 m verlorener Steigung, des Kopfbahnhofes Ulm und Ersatz der stärksten Steigung 1 : 150 durch 1 : 270.“

Über die östlichen Fortsetzungen schreibt er:

„Die Donaubahn Neu-Ulm—Regensburg übertrifft bei ihrer schlanken Führung und 1 : 200 nicht überschreitender Steigung betrieblich zahlreiche stark befahrene Hauptbahnen. Man könnte sie als sehr gut bezeichnen, wenn das durchaus unnötige Zwischengefälle vermieden worden wäre. Die in dieser Beziehung ungünstigste Teilstrecke liegt zwischen Ingolstadt und Regensburg, wo die Bahn bei Neustadt das Donautal verläßt, um südlich über Abensberg auszubiegen. Man kann eine im Donautal verlaufende Linie einfügen, welche die Stadt Kelheim in den Durchgangsverkehr einbezieht, 3,4 km kürzt und 47 m verlorene Steigung ausschaltet. Die Verbesserung kommt auch dem Verkehr mit Böhmen zustatten.

Weiterhin kommt als Verbesserung noch die Donaubahn Passau—Linz in Betracht, welche 151 m verlorene Steigung über Wels ausschaltet und 32 km kürzt.

Die Linie Neu-Ulm—Augsburg biegt stark aus und ist überhaupt ungünstig geführt. Eine Begradigungslinie kürzt 16,8 km, erspart 85 m verlorene Steigung, steigt höchstens 1 : 200 statt 1 : 150¹ und schließt neu auf.

¹ nach anderer Quelle 1 : 25.

Auch der Verkehr mit Böhmen wird durch eine neue Regentalbahn zwischen Regensburg und Cham stark verbessert.

Sodann wird auf die Bedeutung der projektierten Schwarzbahn im Thüringer Wald hingewiesen, die zwischen Bamberg und Naumburg 10,4 km kürzt, 91 m verlorene Steigung ausschaltet und die bekannte Steigung 1 : 40 bei Probstzella durch 1 : 100 ersetzt. Dadurch hat der bei Naumburg sich sammelnde Verkehr aus Berlin, Dresden usw. den großen Umweg über Bebra—Frankfurt—Basel nicht mehr nötig, sondern wird von Bamberg einen kürzeren Weg über Schaffhausen nach dem Gotthard suchen. Die bestehende Schnellzugslinie über Nürnberg—Crailsheim—Stuttgart ist allerdings unbefriedigend. Aber schon im nördlichen Abschnitt Bamberg—Crailsheim wird eine neue Linie über Höchststadt—Neustadt (Aisch)—Rothenburg o. T. vorgeschlagen, die 28,0 km kürzt, 191 m verlorene Steigung ausschaltet und die Höchststeigung 1 : 150 durch 1 : 200 ersetzt. Im folgenden Abschnitt Crailsheim—Ulm, heute 110 km lang, werden 16,7 km gekürzt, 71 m verlorene Steigung eingespart, die Höchststeigung 1 : 100 durch 1 : 200 ersetzt und die Krümmungen stark verbessert. Dadurch entsteht eine Linie Crailsheim—Schaffhausen über Ulm, welche derjenigen über Stuttgart weit überlegen ist. Sie ist um 51,6 km kürzer, hat Höchststeigung 1 : 150 gegen 1 : 52 und nur 247 m verlorene Steigung gegen 863 m.

Zum Besten aber, was Weber geschrieben hat, gehört seine umfangreichste, leider nicht veröffentlichte Denkschrift „Die Eisenbahnlinie Maulbronn—Sulzbach am Kocher“ [14], in der er durch Abgrenzung von Zonen und Gegenzonen den lückenlosen Nachweis dafür zu erbringen sucht, daß es auch mit weitgehendsten Verbesserungen nicht möglich ist, eine gute Durchgangslinie über Stuttgart zu legen, daß aber die wichtigste West-Ostlinie Süddeutschlands über Maulbronn und Sulzbach am Kocher, etwa 15 km nördlich an Stuttgart vorbeigeführt werden sollte.

Die Untersuchungen führen zum Schluß, daß nur ein bescheidenes Hinterland nördlich von Stuttgart die beste Verbindung nach dem Süden über Stuttgart—Tuttlingen finden kann, und bestätigen die Worte in [13]:

„Die Verbindung Zürich—Stuttgart, so wichtig sie für diese beiden Städte ist, bleibt doch nur eine solche zweiter Ordnung, weil Verbindungen erster Ordnung über Stuttgart ohne bedeutende Verschlechterungen unmöglich sind. Es liegt an der topographischen Eigenart des Landes, daß keine einzige Hauptlinie, welche die weiter von Württemberg entfernten Länder verbindet, in ihrer betrieblichen besten Führung Stuttgart berührt oder berühren kann.“



Abb. 4.

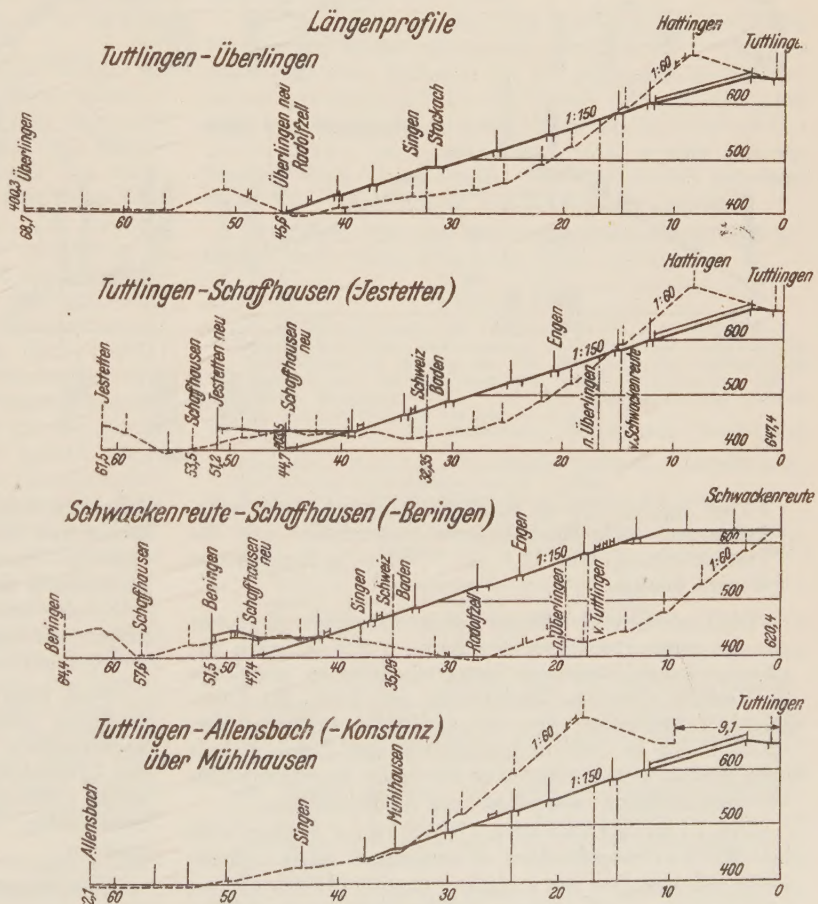


Abb. 4 a.

Im südwestlichen Sektor kommen noch in Frage: die Wiederherstellung der Verbindung zwischen Basel DR und der elsässischen Linie bei St. Ludwig,

eine neue Linie von dort nach Altkirch, die den jetzigen Umweg über Mülhausen um 17 km verkürzen soll, die Abschneidung der Spitzkehre Belfort,

an der unteren Aare die Diagonalen Dogern—Baden und Griefen—Brugg, um zwischen Basel DR und Zürich die lästigen Steigungen über den Bözberg und zwischen Schaffhausen und der Westschweiz den lästigen Umweg über Zürich auszuschalten,

der zweigleisige Ausbau der Linie Schaffhausen—Gottshard mit verschiedenen Linienverlegungen, wodurch

Bibertal, wo in Beuren, km 30,5, die aus Singen kommende Lokalbahn anschließt, und bei km 32,35, zwischen Büßlingen und Hofen, die Landesgrenze überschritten wird. Bei km 44,8 wird der bestehende Bahnhof Schaffhausen, 403,9 m, erreicht.

Bei km 14,7 schließt die 17,4 km lange, von Schwackenreute kommende Ulmer Linie an, die in den ersten 11 km waagerecht auf Kote 620,3 liegt.

Die Überlinger Linie kann bei km 16,7 abzweigen und vorn um den Dornsbach herumgeführt werden, worauf sie in gestreckter Linie über Stockach mit 1:150 den be-

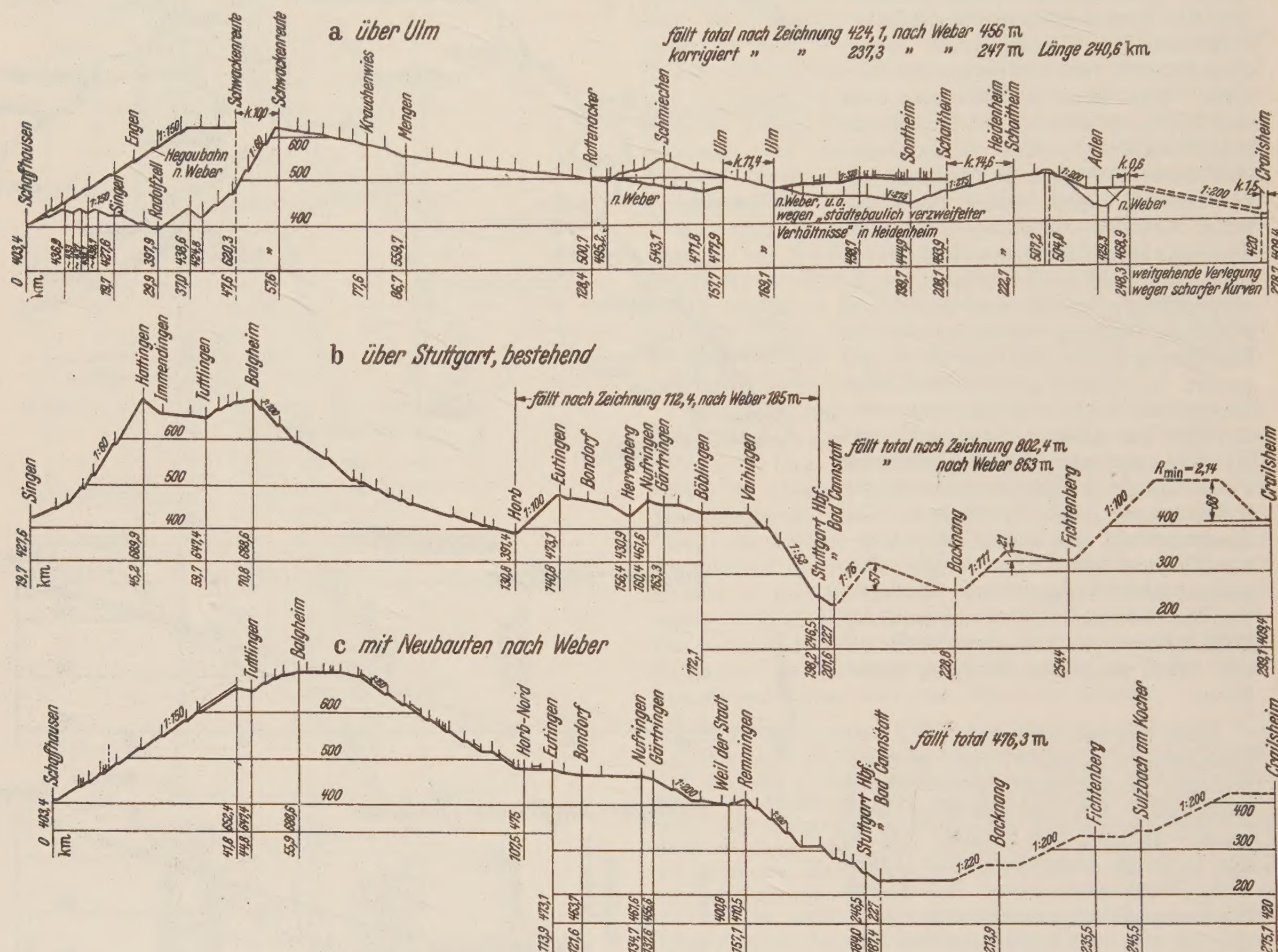


Abb. 5.

6,8 km gekürzt, 210 m verlorene Steigung, eine Spitzkehre und viele 300-m-Kurven ausgeschaltet und die Höchststeigung von 12,5 auf 5 bis 6‰ herabgesetzt werden könnte.

Die Linie Griefen—Brugg genügt allerdings zusammen mit den sonst etwa noch denkbaren Verbesserungen der schweizerischen Längslinie Brugg—Genf kaum, um dieser im Verkehr zwischen Schaffhausen und Lyon die Überlegenheit gegenüber der burgundischen Linie zu verschaffen. Sie ist deshalb nur als wichtige Zubringerlinie nach beiden Seiten, nicht aber als große Durchgangslinie zwischen Südwest und Osteuropa zu betrachten.

Die Linienführung im Hegau machte auch bei Weber verschiedene Wandlungen durch. Heute schält sich ungefähr die in Abb. 4 gezeichnete Anordnung heraus: 3 km von Tuttlingen, 647,4 m, beginnt der 8630 m lange, mit 1:160 einseitig gegen SO fallende Windegtunnel. Dann zieht sich die Linie unter fast vollkommener Ausnutzung des zulässigen Gefälles von 1:150 zwischen den Stationen und 1:400 in den meistens 600 m langen Stationen, mit 800 m Minimalradius über Engen gegen das

stehenden Bahnhof Überlingen-West erreicht. Die Baukosten sind allerdings hoch und die Finanzierung deshalb ungewiß. Auf wesentlich einfachere Weise könnte die Verbindung des nördlichen Bodenseeufer gegen Westen verbessert werden durch eine Neubaulinie Stahringen—Singen, die gegenüber dem jetzigen Weg über Radolfzell 5,9 km kürzt und 30–40 m verlorene Steigung ausschaltet.

Noch schwieriger ist die Wahl für die Abzweigung nach Konstanz mit Höchststeigung 1:150. Raumes halber sei hier nur eine mittlere Lösung (c) mit der Ertenhagschleife und Anschluß in Mülhausen erwähnt, wodurch Singen nicht umgangen wird und die bestehenden Linien über Hattingen stillgelegt werden könnten.

Eine besondere Schwierigkeit liegt in den beengten Verhältnissen des Bahnhofes Schaffhausen und den ungünstigen Ausfahrten gegen Westen und Süden. Weber hielt angesichts der zu erwartenden Verkehrsvermehrung eine Verlegung dieses Bahnhofes für unerlässlich und schlug eine Höherlegung um 34 m vor, wodurch bei Herblingen Platz für einen ausreichenden Verschiebe-

bahnhof gewonnen werden könnte. Offen ließ er jedoch die Frage, ob nur die Durchgangsgleise gegen Basel und Zürich hochgelegt und der bestehende Bahnhof für den Lokalverkehr und die Richtungen Winterthur und Etzwilen noch beibehalten werden soll, oder ob man ihn in einer einzigen Baustufe ganz aufheben will.

Letzteres ließe sich städtebaulich sehr vorteilhaft lösen. Die Verkehrsvermehrung müßte Schaffhausen auch einen starken wirtschaftlichen Aufschwung bringen. Trotzdem stieß der Vorschlag einer Bahnverlegung in dieser Stadt auf starke Widerstände und wurde in den Bebauungsplänen bisher nicht berücksichtigt, so daß das für die neuen Bahnanlagen in Frage kommende Gelände mehr und mehr überbaut wurde und jedenfalls noch eingehende Studien über diese Schaffhauser Bahnhoffrage erforderlich wären.

Ohne diese Bahnverlegung ergeben sich nach Abb. 4 folgende Gewinne:

Tuttlingen—Schaffhausen wird um 8,8 km kürzer und schaltet 57 m verlorene Steigung aus,

Schwackenreute—Schaffhausen wird um 10,2 km kürzer und schaltet 62 m verlorene Steigung aus,

Tuttlingen—Überlingen wird über Stockach um 23,1 km kürzer und schaltet 78 m verlorene Steigung aus,

Tuttlingen—Konstanz wird mit der Linie (c) um 9,1 km länger und schaltet 38 m verlorene Steigung aus.

Außerdem wird auf allen diesen Verbindungen die Höchststeigung von 1:60 auf 1:150 herabgesetzt und die Krümmungen werden stark verbessert. Durch die Hochlegung des Bahnhofs Schaffhausen kommt eine weitere Kürzung um 2,7 km gegen Basel und 1,5 km gegen Zürich und die Ausschaltung von 36 bzw. 39 m verlorener Steigung hinzu.

Verhältnismäßig wenig Verständnis hat bisher die Webersche „Ostschwarzwaldbahn“ Schwetzingen—Pforzheim—Tuttlingen gefunden und es läßt sich nicht bestreiten, daß er in seiner Denkschrift [13] ihre Bedeutung als Gotthardzufahrt von Schwetzingen her überschätzte, vermutlich infolge ungenügender Unterlagen über die schweizerischen Teilstrecken. Er gab die Kürzung gegenüber der Basler Linie tariflich zu 51,8 und effektiv zu 46,8 km an und verschwand den Unterschied der Steigungsverhältnisse. In Wirklichkeit beträgt die Kürzung, ohne Änderungen auf der Strecke Jestetten—Schwyz, gegenüber der heute bevorzugten Güterlinie über Basel—Wohlen nur 36,4 km. Die Ostschwarzwaldbahn hat aber 175 m mehr verlorene Steigung und Höchststeigung auf der deutschen Strecke von 1:150 gegen 1:170 und auf der schweizerischen 12,5‰ gegen 10,5. Die beiden Linien sind also erst ungefähr gleichwertig. Die Bauwürdigkeit der „Ostschwarzwaldbahn“ muß also durch andere Relationen begründet werden. Ihr nördlicher Teil dient gleichzeitig der Zufahrt vom Mittelrhein nach dem württembergischen Becken und der Durchgangslinie Maulbronn—Sulzbach am Kocher. Der mittlere Teil verbessert die Verbindung Stuttgart—Zürich. Das Ganze stellt eine starke Verbesserung zwischen Mannheim und dem Bodenseegebiet dar. Als Splügendzufahrt würde mit der Hegaulinie (c) gegenüber der verbesserten Linie über Basel eine virtuelle Kürzung von etwa 20 km erreicht, und wenn die Gotthardzufahrt Jestetten—Schwyz ausgebaut würde, wäre zwischen Schwetzingen und Schwyz auch eine virtuelle Kürzung von etwa 10 km gegenüber der verbesserten Basler Linie zu erwarten.

Für Ausschaltung der Steilrampe 1:52 zwischen Stuttgart und Böblingen gibt Weber zwei Möglichkeiten an: entweder Benutzung der Neckartalbahn über Tübingen—Horb—Rottweil, mit Abschneidung der jetzigen Ausbiegungen über Plochingen und Reutlingen, oder Benutzung der Linie Stuttgart—Weil der Stadt, neue Verbindung von dort nach Gärtringen und dann Benutzung der neuen Heubergbahn Eutingen—Horb—Nord-Binsdorf

—Balgheim. In beiden Fällen wäre die Höchststeigung 1:100.

Zusammenfassend kann also gesagt werden, daß die neuere Wissenschaft und die weiträumige Betrachtungsweise dem Hegaubahnproblem allmählich ein anderes Gesicht gegeben haben. Das Aschenbrödel Schaffhausen—Ulm tritt in den Vordergrund und die Verbindung Zürich—Stuttgart, die früher meistens als Hauptaufgabe betrachtet wurde, behält nur noch lokale Bedeutung. Daneben steht als große Unbekannte die Ostschwarzwaldbahn Mannheim—Bodensee, ein genialer Vorschlag Webers, dessen Nutzen und Baukosten aber noch näher geprüft werden müßten und dessen Ausführung von der Einstellung zur staatlichen Arbeitsbeschaffung und von der lokalen Initiative abhängen dürfte.

Leider berührt die Linie Schaffhausen—Ulm keine größeren Ortschaften, wodurch sich die schwache Initiative aus der ansässigen Bevölkerung heraus erklärt. Die dichtere Besiedelung ist erst nach Verbesserung der Eisenbahnverhältnisse zu erwarten.

Wenn wir aber etwas gegen die vielbeklagte Landflucht und Aufblähung der Großstädte tun wollen, dann fangen wir am besten bei der Eisenbahnpolitik an. Je mehr wir nämlich den großstädtischen Vorortverkehr verbessern und verbilligen, je mehr Schnellzüge wir ohne Zwischenhalt von einer Großstadt zur nächsten durchauslassen, je mehr wir die Eisenbahndirektionen selbst in die Großstädte verlegen und je mehr die für Bauzwecke verfügbaren Mittel durch die großstädtischen Forderungen aufgeschluckt werden, um so mehr tragen wir zur fortschreitenden Konzentration der Bevölkerung in diese verkehrsbegünstigten Plätze bei.

Das ist wohl auch der Sinn des eingangs erwähnten Erlasses des Reichsverkehrsministers vom 13. 7. 1922. Es sollte ganz ohne Rücksicht auf den politischen Einfluß der gerade „zuständigen“ Groß-, Mittel- oder Landeshauptstadt geprüft werden, welche Linien den Allgemeininteressen am besten dienen, und es wäre sehr erfreulich, wenn dieses Streben sich auch in den zwischenstaatlichen Verbindungen durchzusetzen vermöchte.

Dann aber wird dem Hegaubahnproblem eine wichtige, länder- und völkerverbindende Rolle zufallen.

Literatur.

1. Zürcher Stadtbibliothek, ges. Schriften über die „Ostalpenbahn“.
2. Engadin-Orientbahn, herausgegeben 1898 durch die Schweizerische Nordostbahn, mit Auszug aus der Broschüre „Der dreißigjährige Kampf um eine Rhätische Alpenbahn“ von P. C. Planta, 1885.
3. Schweiz, Bauzeitung vom 2. 3. 1907 (Die Splügenbahn) und (weiteres über die Ostalpenbahn) bis zum 22. 6. 1912.
4. H. Dietler: Die Randenbahn, Luzern 1912, Buchdruckerei C. J. Bucher.
5. Randenbahn, Hegaubahn, Bibertalbahn; Bericht der Generaldirektion der Schweiz. Bundesbahnen vom 8. 3. 1926.
6. W. Weber: Eisenbahnlinienführung. Auszug aus seinen Schriften. Schreibmaschinendurchschlag, vermutlich 1936 entstanden.
7. W. Weber: Südwestdeutsche Eisenbahnfragen, Druck der Chr. Belser A.-G., Stuttgart, 1925 (ausführliche Erwiderung gegen Kuntze Müller).
8. W. Weber: Verbesserung der Eisenbahnverbindung Deutschland—Ostschweiz. Schweiz, Bauzeitung vom 18. 8. 1928.
9. W. Weber: Randenbahn, Hegaubahn, Bibertalbahn. Bauingenieur 9 (1928) S. 659.
10. W. Weber: Die Bedeutung der Hegaubahn für die Oberrheinbahn und die Donaubahn. Bauingenieur 10 (1929) S. 260.
11. W. Weber: Zur Denkschrift über die Neubaulinie Steinach—Creglingen. Herausgegeben von der Stadt Würzburg (?).
12. W. Weber: Denkschrift über die Neubaulinie Fichtenberg—Crailsheim als Glied der süddeutschen West-Ost-Linie, herausgegeben 1933 vom Bürgermeister in Gründelhardt.
13. W. Weber: Die Hegaubahn Schaffhausen—Engen als Fortsetzung der Ostschwarzwaldbahn und Glied der Oberrhein—Donaubahn. Herausgegeben August 1933 vom Bürgermeisteramt Meßkirch.
14. W. Weber: Die Eisenbahn Maulbronn—Sulzbach am Kocher, mit Zuführungen und Fortsetzungen. Schreibmaschinendurchschlag 1935.
15. Fünf weitere Denkschriften von und umfangreicher Schriftwechsel mit W. Weber.
16. W. Müller: Neuere Methoden für die Betriebsuntersuchungen der Bahnanlagen. Berlin 1935.
17. A. Eggenschwyler: Der Weg aus der Krise. Zürich, Stuttgart und Leipzig, 1933.
18. A. Eggenschwyler: Über den Nutzen der öffentlichen Arbeitsbeschaffung. Schweiz, Bauzeitung vom 1. 4. 1939.
19. A. Eggenschwyler: Die Wirtschaftlichkeit der Rheinschiffahrt Basel—Bodensee. Buchhandlung Karl Schod, Schaffhausen. 1943.
20. A. Eggenschwyler: Der Freie Rhein. Buchhandlung Karl Schod, Schaffhausen. 1944.

Der notwendige Umfang von Stichproben.

Von Professor Dr.-Ing. Kurt Gaede, Hannover.

In vielen Vorschriften finden sich Anweisungen, daß einige wenige, z. B. drei Proben aus den in Frage kommenden Gegenständen entnommen und mit ihnen Versuche angestellt werden sollen, aus denen dann wichtige Schlüsse, z. B. über die zuzulassenden Belastungen, gezogen werden. Diesen Anweisungen liegt offensichtlich die Vermutung zugrunde, daß das Ergebnis der Versuche, insbesondere das arithmetische Mittel der erhaltenen Einzelwerte, ein ausreichend zuverlässiges Bild der durch die Stichprobe repräsentierten Gesamtheit von Gegenständen liefere. Besonderer Beliebtheit erfreut sich die Probenzahl 3, weil sie gegenüber ein oder zwei Versuchen keine erhebliche Verteuerung bedeutet, aber doch schon eine Abschätzung der Einheitlichkeit der geprüften Gegenstände erlaube und die Möglichkeit biete, „offensichtliche Fehlproben“, die sogenannten „Ausreißer“, auszuscheiden.

Wir wollen uns die Problematik dieser Fragen an einem leicht zu übersehenden Beispiel klarzumachen versuchen. Es habe ein Mann die Aufgabe erhalten oder sich selbst gestellt, Auskunft über die Größe der 50 000 erwachsenen Männer zwischen 20 und 60 Jahren einer Großstadt zu geben. Wenn dieser Mann nun einfach auf die Straße ginge, die drei ersten ihm entgegenkommen den Männer der angegebenen Altersstufe messen (Ergebnis z. B. 177, 163 und 176 cm) und erklären würde, das Mittel dieser drei Messungen (172 cm) sei die Standardgröße seiner männlichen Mitbürger, so würden wir sicher Zweifel an der Urteilsfähigkeit des Beobachters haben. Noch entschiedener würden wir sein Vorgehen aber ablehnen, wenn er erklären würde, das Maß 163 cm sei als Ausreißer auszuschneiden. Wir würden einen solchen Schluß wohl anerkennen, wenn das dritte Maß etwa 100 cm gelautet hätte. Aber wir wissen, daß Menschen dieser Körpergröße überaus selten sind, und werden uns zu der Annahme berechtigt halten, daß, selbst wenn wirklich in der Stadt ein Zwerg leben sollte, dieser nicht gerade unter den drei zufällig aufgegriffenen Personen gewesen sein wird. Die Wahrscheinlichkeit, in einer derart kleinen Auswahl nun gerade die allerseltensten Individuen zu erfassen, ist so gering, daß die Berechtigung, einzelne Werte als Ausreißer auszuschneiden, praktisch fast nie anerkannt werden kann.

Das sicherste Verfahren, über eine solche Gesamtheit (Kollektiv) Auskunft zu erhalten, ist die erschöpfende Erfassung aller zu ihr gehörenden, hier also z. B. 50 000 Individuen und Darstellung des Ergebnisses in Häufigkeitstabellen, die man zweckmäßig durch die Berechnung einfacher Parameter wie des arithmetischen Mittels und der mittleren quadratischen Abweichung als Maß der Streuung ergänzen wird.

Aus wirtschaftlichen und praktischen Gründen begnügt man sich jedoch in der Regel mit der repräsentativen oder Stichprobenerhebung. Es ist leicht einzusehen, daß Stichproben hinsichtlich der Verteilung der Häufigkeiten und damit auch hinsichtlich des Mittelwerts und der Streuung um so mehr mit der Gesamtheit übereinstimmen werden, je größer sie sind. Daher die berechtigte Hochschätzung von „Großzahlforschungen“.

In vielen technischen Fragen ist nicht nur das Verfahren der erschöpfenden Erfassung, sondern auch die Benutzung großer Stichproben tatsächlich oder praktisch unanwendbar. Dies gilt besonders klar für die mit der Zerstörung der Probe verbundenen Ermittlungen der gesuchten quantitativen Merkmale der Proben, also für alle Festigkeitsversuche. Man muß hier mit einer beschränkten, in der Regel sogar sehr kleinen Zahl von Proben auszukommen versuchen.

Statistisch betrachtet sind die drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 0,20 m, die man z. B. bei Ausführung eines Betonbauwerks mit einem Rauminhalt von 400 m³ zur Feststellung der Betongüte prüft, eine Stichprobe aus der Gesamtheit von $400 : 0,2^3 = 50\,000$ Betonwürfeln, in die man sich das ganze Bauwerk zerlegt denken könnte. Wenn nun hier die Druckprüfung die drei Würfeldruckfestigkeitswerte 163, 176 und 177 kg/cm² ergibt, so erkennt man, daß eine Sachlage gegeben ist, die sich mit dem eingangs skizzierten Fall durchaus deckt, ja die Sachlage ist bei den Betonprobewürfeln sogar noch kritischer, weil die Proben nicht aus der tatsächlichen im Bauwerk enthaltenen Gesamtheit des erhärteten Betons entnommen, sondern besonders angefertigt sind.

Nicht jedem, der Bau- und Werkstoffprüfungen durchgeführt oder ihre Ergebnisse zur Urteilsbildung bei der Benutzung der geprüften Gegenstände verwendet hat, ist es zum Bewußtsein gekommen, auf wie unsicherem Boden er hier wandert, eine Unsicherheit, die er bei unserm Beispiel mit der erwachsenen männlichen Bevölkerung wohl sofort empfunden hätte. Der verdienstvolle Leiter des Materialprüfamts in Berlin-Dahlem, Martens [1], hat schon vor über einem halben Jahrhundert auf die Notwendigkeit hingewiesen, bei der Benutzung von Versuchsergebnissen der Materialprüfung vorsichtig zu sein und auf die vorhandene Streuung der Einzelwerte zu achten. Eine positive Aussage über die Beurteilung derartiger Unterlagen vermochte er aber noch nicht zu geben.

Inzwischen hat die mathematische Statistik Ergebnisse erarbeitet, die es erlauben, einige wichtige Antworten auf die uns hier bedrängenden Fragen zu geben. Sie kann uns sagen, welche Schlüsse aus einer nur aus wenigen Exemplaren bestehenden, aus einer großen Gesamtheit entnommenen Stichprobe auf die Gesamtheit gezogen werden können. Die Aufgabe ist folgende:

Aus einer Gesamtheit, von der im übrigen nichts bekannt ist, sei wahllos eine k Exemplare umfassende Stichprobe entnommen. An dieser seien für das betrachtete Merkmal k Meßwerte ermittelt und daraus das Mittel M_k und die mittlere Abweichung σ_k berechnet. Es ist ohne weiteres einzusehen, daß es unterhalb und oberhalb des Mittels M_k Kollektive geben wird, die in dem Gebiet, in dem die Einzelwerte der Stichprobe liegen, so wenige Exemplare aufweisen, daß die Wahrscheinlichkeit, daß aus ihnen die Stichprobe entnommen sein könnte, verschwindend klein ist und vernachlässigt werden kann. Wenn man hierbei, etwa mit Rücksicht auf die Gefahren bei einem Fehlurteil, sehr vorsichtig sein muß und selbst sehr unwahrscheinliche Möglichkeiten berücksichtigen will, werden die Grenzen sehr weit auseinanderzurücken, u. U. so weit, daß das Ergebnis dann praktisch wertlos wird. Umgekehrt wird der in Frage kommende Bereich um so enger werden, je anspruchloser man hinsichtlich der Sicherheit der Aussage ist. Man könnte z. B. die Wahrscheinlichkeit, daß in einem einzigen von 1000 oder auch von 100 Fällen doch noch ein Kollektiv außerhalb der festgelegten Grenzen in Betracht kommt, als sehr klein ansehen und vernachlässigen. Welchen Zahlenwert man zweckmäßig für diese „Ausfallwahrscheinlichkeit“ wählt, soll unten erörtert werden.

Für das im vorstehenden angedeutete wahrscheinlichkeitstheoretische Problem ist eine allgemeine Lösung noch nicht bekannt. Dagegen ist es englischen Statistikern gelungen, für den Sonderfall, daß für das Kollektiv eine „normale Verteilung“ vorausgesetzt werden kann, die Lösung anzugeben. Ein irischer Brauereifachmann, Außen-seiter der mathematischen Wissenschaft, hat unter dem Pseudonym „Student“ im Jahre 1908 die grundlegenden Gedanken veröffentlicht [2], die 17 Jahre später der füh-

rende englische mathematische Statistiker R. A. Fisher mathematisch ausgebaut und bewiesen hat [3]. Eine deutsche Ausarbeitung dieser Untersuchungen stellte dem Verfasser Herr Dr. phil. Hermann v. S c h e l l i n g freundlichst zur Verfügung. Von der umfangreichen Ableitung seien hier nur die Grundlagen mitgeteilt.

Das tatsächlich vorhandene Kollektiv habe das Mittel M , die mittlere quadratische Abweichung σ und sei normal verteilt. Dann ist das Differential der Wahrscheinlichkeit für einen Wert x :

$$w_x dx = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(x-M)^2}{2\sigma^2}} \cdot dx. \quad (1)$$

Hierin sind M und σ die zunächst unbekannten Parameter des tatsächlichen Kollektivs. Zur Verfügung stehen nur die Meßwerte x_i einer k Glieder umfassenden Stichprobe und damit auch das Mittel M_k und die Abweichung σ_k dieser Stichprobe:

$$M_k = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k x_i; \quad \sigma_k^2 = \frac{1}{k-1} \sum_{i=1}^k (x_i - M_k)^2. \quad (2, 3)$$

Wenn, was vorausgesetzt werden muß, die k Einzelwerte voneinander unabhängig sind, ist die Wahrscheinlichkeit dafür, daß gerade diese Werte aus dem Kollektiv entnommen werden, das Produkt der Einzelwahrscheinlichkeiten gemäß Gl. (1)

$$df = \left(\frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \right)^k \cdot e^{-\frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^k (x_i - M_k)^2} \cdot dx_1 \cdot dx_2 \cdots dx_k. \quad (4)$$

Die mathematische Aufgabe besteht nun darin, die in Gl. (4) enthaltenen unbekannten Parameter durch die bekannten der Stichprobe nach Gl. (2) und (3) zu ersetzen, die erhaltene Gleichung entsprechend umzuformen und die erforderlichen Integrationen auszuführen. Dabei gelingt es, die unbekannte Streuung des Kollektivs zu eliminieren und zu einer stochastisch (wahrscheinlichkeitstheoretischen) Beziehung zwischen dem Mittel M des Kollektivs und den bekannten Parametern M_k und σ_k der Stichprobe zu gelangen. Setzt man die Grenzwerte von M zu:

$$M_{o/u} = M_k \pm T = M_k \pm t \frac{\sigma_k}{\sqrt{k}}, \quad (5)$$

so beträgt die Wahrscheinlichkeit P dafür, daß das Mittel M des wirklichen Kollektivs außerhalb dieser Grenzwerte, also im Gebiete von $-\infty$ bis M_u und von M_o bis $+\infty$ liegt:

$$P = \frac{2}{\sqrt{\pi(k-1)}} \cdot \frac{\Gamma(k/2)}{\Gamma(k-1)/2} \int_t^\infty \left(\frac{dt}{1 - \frac{t^2}{k-1}} \right)^{k/2}. \quad (6)$$

Für eine gegebene Gliederzahl k der Stichprobe und für eine beliebig anzunehmende Wahrscheinlichkeit P kann t ein für allemal berechnet werden. Die von Student-Fisher aufgestellten t -Tafeln, die t als Funktion von k und P angeben, sind schon in einige deutsche Quellen übernommen [4, 5].

Für unsere Zwecke sei noch eine kleine Umformung vorgenommen. Bezeichnet man mit V_k das Variabilitätsverhältnis der Stichprobe:

$$V_k = \sigma_k^2 : M_k^2 \quad (7)$$

so kann man Gl. (5) umformen in

$$M_{o/u} = M_k \left(1 \pm \frac{t}{\sqrt{k}} \cdot \frac{\sigma_k}{M_k} \right) = M_k \left(1 \pm \frac{t}{\sqrt{k}} \cdot V_k \right) \\ M_{o/u} = M_k (1 \pm \alpha_k V_k) = M_k (1 \pm \beta_k). \quad (8)$$

Hierin bedeuten

$$\alpha_k = t/\sqrt{k} \quad \text{und} \quad \beta_k = \alpha_k V_k. \quad (8a, b)$$

α_k ist ebenso wie t nur von der Gliederzahl k der Stichprobe und der angenommenen Wahrscheinlichkeit P abhängig. Es kann entweder aus den vorhandenen t -Tafeln errechnet oder aus den in Abb. 1 und 2 dargestellten Netztafeln unmittelbar entnommen werden. Diese Tafeln, in denen man α_k als Ordinate abgreift, sind so gezeichnet, daß die beiden anderen Veränderlichen k und P wechselweise als Abszisse und Parameter benutzt sind. Dadurch

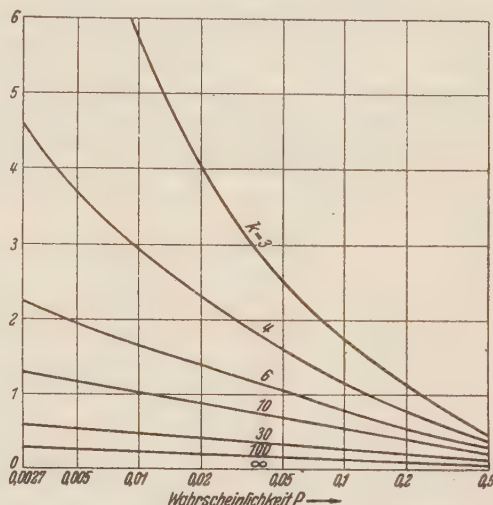


Abb. 1. Hilfswert α_k als Abhängige der Ausfallwahrscheinlichkeit P für verschiedene Probenzahlen k .

ist ein schneller Überblick über den Einfluß von P und k auf den α_k -Wert ermöglicht. Die Anwendung der Tafeln sei an unserm Beispiel gezeigt, welches nach Belieben auf die Körpergröße von Männern oder auf die Druckfestigkeit von Beton bezogen werden könnte. Wir wollen es im weiteren als das Ergebnis von Festigkeitsversuchen mit

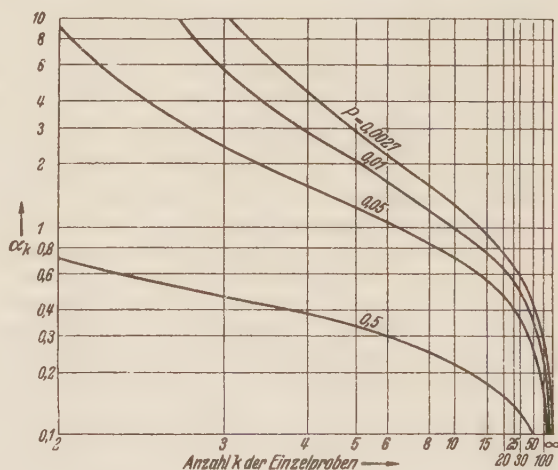


Abb. 2. Hilfswert α_k als Abhängige der Probenzahl k für mehrere Ausfallwahrscheinlichkeiten P .

Beton auffassen. Die Stichprobe hatte die Werte $x_1 = 163$, $x_2 = 176$, $x_3 = 177$ kg/cm² erbracht. Somit ist $k = 3$ und nach Gl. (2), (3) und (7):

$$M_k = 172 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_k = 7,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad V_k = 7,8 : 172 = 0,045.$$

Für unsere Zwecke möge die Ausfallwahrscheinlichkeit $P = 0,01$ ausreichen. Man müßte also die Möglichkeit zulassen, daß in einem von 100 Fällen die ermittelten Grenzen M_o und M_u über- oder unterschritten werden, bzw. daß, was hier vor allem interessiert, die untere

Grenzfestigkeit M_u durch das Mittel der tatsächlichen Gesamtheit erst bei 200 Fällen einmal nicht erreicht wird. Für $k = 3$ und $P = 0,01$ entnimmt man einer der beiden Netztafeln $\alpha_k = 5,7$. Mit Gl.(8b) und (8) findet man schließlich:

$$\beta_k = 5,7 \cdot 0,045 = 0,258 \text{ und } M_{o/u} = 172 (1 \pm 0,258) = 128/216 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Festigkeitsprüfung der drei Probewürfel läßt somit nur die Aussage zu, daß das Mittel der Druckfestigkeit der 50 000 Würfel, in die man das ganze Bauwerk zersägen könnte, zwischen den Grenzen von 128 und 216 kg/cm² liegt, wobei die Möglichkeit vorbehalten bleiben muß, daß bei einer von 200 Durchführungen dieser Nachprüfung eine mittlere Festigkeit unter 128 kg/cm² gefunden werden könnte.

Für bestimmte Aufgaben könnte eine Erhöhung, für andere eine Ermäßigung der Sicherheit der Aussage geboten sein, demgemäß müßte die Ausfallwahrscheinlichkeit verkleinert oder vergrößert werden. Für unser Beispiel läßt

Tabelle 1.

$P = 0,0027$	0,01	0,05	0,5
$M_u = 86$	128	153	168
$M_o = 258$	216	191	176
$M_o : M_u = 3,0$	1,69	1,25	1,05

Tabelle 1 — vor allem aus der untersten Zeile, die das Verhältnis der Grenzwerte $M_o : M_u$ angibt — erkennen, wie stark durch ein Zugeständnis hinsichtlich der Zuverlässigkeit der Aussage der Bereich, in dem der Mittelwert des tatsächlichen Kollektivs zu erwarten ist, verengert wird. Ganz besonders gilt dies für die Wahrscheinlichkeit $P = 0,5$, bei der die Grenzen nur noch etwa um $\pm 2,5\%$ von dem Mittel der Stichprobe entfernt sind. Aber was nützt eine solche Feststellung, wenn man in der Hälfte der Fälle, also in jedem zweiten Fall, mit der Möglichkeit einer Über- oder Unterschreitung der Grenzen rechnen muß. Man wird also mit kleineren Ausfallwahrscheinlichkeiten arbeiten müssen. Als ein für Baustoffprüfungen brauchbarer Mittelwert dürfte $P = 0,01$ anzu-

sehen sein. Der Weg, um eine wirkliche Verbesserung der Aussage zu erreichen, ist die Vergrößerung des Umfanges k der Stichprobe. Bei einer sehr großen Stichprobe ($k \rightarrow N$) verschwinden α_k und β . Es wird $M = M_o = M_u = M_k$. Die zahlenmäßige Auswirkung einer Vergrößerung von k sei an dem schon benutzten Beispiel gezeigt mit $M_k = 172$, $\sigma_k = 7,8$, $V_k = 0,045$, sowie für $P = 0,01$. Die Ergebnisse bringt Tabelle 2.

Tabelle 2.

$k =$	2	3	4	6	10	30	100	∞
$\alpha_k = 46$	5,73	2,92	1,65	1,03	0,50	0,26	0	
$\beta_k = 2,07$	0,256	0,131	0,074	0,046	0,023	0,012	0	
$M_u =$	0	128	149	159	164	168	170	172
$M_o =$	527	216	195	185	180	176	174	172
$M_o : M_u =$		1,69	1,31	1,16	1,10	1,05	1,02	1,00

Auch hier ist besonders übersichtlich das in der untersten Zeile mitgeteilte Verhältnis der beiden Grenzwerte $M_o : M_u$. Man erkennt, daß die aus zwei Gliedern bestehende Stichprobe bei der hier vorausgesetzten Streuung $M_o : M_u = \infty$ ergibt, sich also als völlig unbrauchbar erweist. Mit der Vergrößerung der Gliederzahl k verengert sich der Bereich schnell, innerhalb dessen das Mittel des tatsächlichen Kollektivs zu erwarten ist. Bei großen Zahlen — etwa ab 30 — wird durch ihre weitere Vermehrung nur noch

wenig erreicht, ist hier doch der Bereich zwischen M_o und M_u schon auf etwa 2,5 % über und unter dem Stichprobenmittel M_k zusammengeschrunft.

Fragt man sich nun, wie weit man hier gehen soll, so wird man, um zu praktisch verwertbaren Ergebnissen zu kommen, als Mindestforderung wohl verlangen müssen, daß

$$\beta_k \leq 0,20 \text{ ist, daß also } M_o \leq 1,2 M_k \text{ und } M_u \geq 0,8 M_k \text{ oder } M_o : M_u \leq 1,5$$

werden.

Für das in Zahlentafel 2 behandelte Beispiel müßten somit die Stichproben mindestens 4 Glieder umfassen. Das Veränderlichkeitsverhältnis $\sigma_k : M_k$ war in diesem Beispiel ziemlich niedrig gewesen, nämlich 0,045. Liegt es höher, so muß man, um $M_o : M_u \leq 1,5$ einzuhalten, den Umfang der Stichprobe vergrößern. Einen guten Überblick hierüber vermittelt Tabelle 3.

Tabelle 3.

k	α_k	β_k in % für $V_k =$					
		5	10	15	20	25	30 %
3	5,73	29	57	86	115	144	172
4	2,92	15	29	44	58	73	88
5	2,05	10	20,5	31	41	51	62
6	1,65	8	17	25	33	41	50
10	1,03	5	10	15	20,6	26	31
15	0,77	4	8	12	15	19	23
30	0,50	3	5	8	10	13	15
100	0,26	1	3	4	5	7	8

Sie enthält die zu $k = 3$ bis 100 gehörigen α_k -Werte (Gl. 8 a) und für eine Reihe von Veränderlichkeitsverhältnissen $V_k = 100 \cdot \sigma_k : M_k$ (in %) die β_k -Werte. Die Stufenlinie grenzt nach oben den Stichprobenumfang k ab, für den unsere Mindestforderung $M_o : M_u = 1,5$ erfüllt ist. An zwei Stellen wird diese Grenze unbedeutend überschritten ($\beta_k = 20,5$ bzw. 20,6 %, während es höchstens 20,0 % betragen sollte).

Ist das zu erwartende Veränderlichkeitsverhältnis V_k der Stichprobe aus Erfahrungen bekannt, so kann man danach den notwendigen Umfang der Stichproben festlegen. Für die Druckfestigkeit von Betonwürfeln wird man V_k zu ungefähr 10 % ansetzen können. Dafür sind nach Tafel 3 Stichproben mit mindestens 5 Probewürfeln notwendig. Die in den Beton- und Stahlbetonbestimmungen vorgeschriebene Zahl von 3 Würfeln ist somit ungenügend, vor allem für Eignungsprüfungen.

Bei Festigkeitsversuchen nach den Zementnormen käme man, wenn man $V_k = 6\%$ annimmt, mit 4 Proben aus. Vorgeschrieben sind aber nur 3 Biege-, dafür aber 6 Druckversuche. Bei der überragenden Bedeutung der letzteren Prüfung kann man sich mit der nach DIN 1164 vorgesehenen Probenzahl zufrieden geben. Man streiche jedoch die einer ernsthaften Nachprüfung nicht standhaltenden Vorschriften über die „offensichtlichen Fehlproben“ gemäß § 25, e, letzter Absatz.

Wenn man für Tonwaren, wie Mauerziegel usw., ein $V_k = 20\%$ zugrunde legt, würde man mit der nach DIN 105 vorgesehenen Zahl von 10 Druckproben auskommen. In gleicher Weise sollten für alle Normenprüfungen unter Verwendung der bisherigen Versuchsergebnisse der Materialprüfanstalten die zu erwartenden V_k -Werte ermittelt und danach die Anzahl der zu verwendenden Proben festgelegt werden.

So liefert die mathematische Statistik der Materialprüfung mit der t -Verteilung ein neues Hilfsmittel, um ein schon seit langem erkanntes Problem zu lösen. Es

bietet die bisher ungekannte Möglichkeit, auch von Stichproben, die nur wenige Exemplare umfassen, wichtige Rückschlüsse auf die durch die Stichprobe repräsentierte Gesamtheit zu ziehen. Leider bleiben vor allem noch zwei Wünsche für uns unerfüllt. Die nunmehr gewonnene Aussage betrifft nur das Mittel der Gesamtheit. Es wäre überaus wertvoll, wenn man auch etwas über die Verteilung, wenigstens über die mittlere Abweichung erfahren könnte. Man wird sich vorerst mit Erfahrungen aus größeren Kollektiven derselben Materialien behelfen müssen.

Sodann besteht die Beschränkung auf eine normale Verteilung des Gesamtkollektivs.

Zusammenfassung.

1. Die mit wenigen Einzelproben durchgeführten Versuche zur Feststellung quantitativer Eigenschaften von Gegenständen können als Stichproben, entnommen aus einer Gesamtheit höherer Ordnung, aufgefaßt werden.

2. Das Mittel des Ergebnisses einer Stichprobe ist keineswegs identisch mit dem Mittel der Gesamtheit, die durch die Stichprobe vertreten wird.

3. Je kleiner die Anzahl k der Glieder der Stichprobe ist, um so unsicherer wird der Schluß auf die Gesamtheit.

4. Mit Hilfe der „ t -Verteilung“ nach Student—Fisher ist es möglich, auf Grund der Ergebnisse einer selbst sehr kleinen Stichprobe die Wahrscheinlichkeit für bestimmte Werte des arithmetischen Mittels der Gesamtheit anzugeben.

5. Hat man die für den gegebenen Fall erforderliche Mindestwahrscheinlichkeit festgelegt, so kann man die

Grenzen angeben, innerhalb derer das Mittel der durch die Stichprobe repräsentierten Gesamtheit zu erwarten ist.

6. Je anspruchsvoller man hinsichtlich der geforderten statistischen Sicherheit ist, um so weiter wird der Bereich, innerhalb dessen das Mittel der Gesamtheit erwartet werden kann, und umgekehrt.

7. Durch Vergrößerung der Zahl k der Glieder der Stichprobe kann der Bereich für das Mittel der Gesamtheit beliebig weit eingeschränkt werden, bei $k \rightarrow N$ zu Null.

8. Grenzt man diesen Bereich ein, z. B. zu $\pm 20\%$ gegenüber dem Mittelwert der Stichprobe, so läßt sich für jede Versuchsart, für die man das Variabilitätsverhältnis $V_k = \sigma_k : M$ für eine Anzahl von k -Werten kennt, die notwendige Zahl der Glieder von Stichproben angeben.

9. Die hinsichtlich der Zahl der Einzelproben in den verschiedenen Vorschriften enthaltenen Bestimmungen und die Gepflogenheiten der Prüf- und Versuchsanstalten bedürfen in dieser Hinsicht der Nachprüfung.

Literatur.

1. A. Martens: Handbuch der Materialkunde für Maschinenbau, Berlin 1898, Abs. 17—29.
Mitt. aus den Königl. Versuchsanstalten zu Berlin (1896) S. 63, (1897) S. 89.
2. Student: The probable error of a mean. Biometrika 6 (1908) 1—25.
3. R. A. Fisher: Applications of „Student“-Distribution, Metron 5 (1925) 90—95.
4. O. N. Anderson: Einführung in die mathematische Statistik, Wien 1935 (Zahlentabelle S. 256).
5. K. Pätou: Zur statistischen Beurteilung von Messungsreihen. Eine neue t -Tafel. Biolog. Zentralblatt 63 (1943) S. 152—168 (graphische Tafel).
Aus dem Nachbargbiet der Fehlerausgleichung.
6. K. Jung: Über Fehlerwahrscheinlichkeiten und Fehlergrenzen bei geringer Anzahl von Beobachtungen. Mitt. aus dem Markscheidewesen 56 (1949) Jahresheft S. 95/102.

Die Entwicklung amerikanischer Bau- und Fördergeräte zur Universalmaschine für Bauzwecke.

Von Dr.-Ing. Werner Franke, Frankfurt/M.

I. Entwicklung in den letzten 25 Jahren. Die Entwicklung der amerikanischen Baumaschinen zu Universalgeräten als Vielzweckmaschinen läßt sich etwas mehr als 25 Jahre zurückverfolgen, als damals die ersten Raupenlöffel-Universalbagger auf den Markt kamen, die durch Zusatzausrüstungen auch als Kran, später als Eimerseilbagger umstellbar waren. Etwa 1925 kamen dann weitere Umstellungsmöglichkeiten hinzu, nämlich der Tieflöffelbagger, Planierbagger, Zufüller, Ramme und Greifbagger. Von diesem Zeitpunkte ab gingen daher die vorher getrennten Begriffe Bagger und Kran fast ohne scharfe Abgrenzung ineinander über. Damals befaßten sich die bekanntesten Baggerfirmen wie Bucyrus, Marion, Harnischfeger, Northwest, Thew, Osgood, Koehring u. a. mit der Ausführung und stetigen Vervollkommnung dieser Universalbagger. Zwischen 1935 und 1940 läßt sich dieses Bestreben zur Vereinheitlichung der Baumaschinen durch eine weitere Entwicklungsstufe erneut verfolgen, indem nunmehr auch die Rad- und Raupenschlepper bzw. die Planierdraupe in diesen Fortschritt mit einbezogen wurden, womit diese bisher getrennten Maschinengattungen in einer einzigen Universalmaschine verschmolzen wurden. Diese fortschreitende Entwicklungsrichtung der Baumaschinen scheint sich nun neuerdings auch auf ein Nachbargebiet, nämlich die reine Fördertechnik, auszuwirken, u. zw. auf die Verladung, Lagerung und Rückverladung von Kohlen, Erzen, Sand und anderen Schüttgütern, wodurch in zahlreichen Anwendungen die teuren und bodenständigen Verladebrücken, Kabelkrane und Elektrohängebahnen mit Greiferbetrieb für Lagerplatzbedienung ganz in Wegfall kommen können und durch geländegängige Raupenschlepper mit Schürfkübelwagen, Planierdraupen usw. ersetzt werden, wozu bei Schiffs- und Eisenbahn-

umschlag noch Transportbänder und Raupenkrane mit Greifer hinzukommen können. Die Kohlenlagerplätze neuer Gas- und Elektrizitätswerke in Amerika wurden bereits mit dieser vereinfachten Fördermethode mit Universalgeräten ausgestattet, wobei außerdem die beträchtlichen Kosten für die Fahrbahnen der Lagerplatzbrücken nebst Fundamenten und Stromzuführungsleitungen, ferner die Ufermauern usw. in Wegfall kommen. Vorerst sind hier zunächst Ansätze zu erkennen, und es bleibt abzuwarten, ob diese umwälzende fördertechnische Vereinfachung weitere Fortschritte machen und sich auch nach Deutschland verpflanzen läßt.

Durch die Mitlieferung von Zusatzausrüstungen und Hilfsgeräten hat die Anpassungsfähigkeit an Sonderaufgaben dieser zum Universalgerät entwickelten Baumaschine eine immer höhere Stufe erreicht, so daß außer den bereits erwähnten Einsatzmöglichkeiten auch die Verwendung als Lademaschine für Schüttgüter auf Bau- und Lagerplätzen hinzukommt. Als Fördermaschine, und zwar als Stapler für Bausteine, Bretter und Hölzer kann fortlaufende Verladung und Rückverladung auf der Baustelle und auf Baustofflagern durchgeführt werden. Durch die rasche Einsatz- bzw. Umstellungsmöglichkeit dieser Mehrzweckmaschine wird naturgemäß der ganze Maschinenpark einschl. der Reserveteilhaltung vereinfacht und viel wirtschaftlicher ausgenutzt als bisher bei viel zahlreicheren selbständigen Maschinen. Die Betriebswirtschaftlichkeit und die technische Überwachung werden erheblich erleichtert, während andererseits bodenständige oder schwere Verlade- oder Förderanlagen teilweise wegfallen können. Durch diese Vielzahl von Bau- und Fördergeräten, die nunmehr in einer Universalmaschine vereinigt sind, wird auch die in

Amerika so teure Handarbeit — etwa dreimal so hoch wie in Deutschland — auf ein Mindestmaß herabgedrückt.

Bemerkenswert ist, daß der Ausgangspunkt dieser neuesten Entwicklung diesmal nicht bei den Bagger- oder Kranfirmen lag, sondern daß der Hauptanteil in der Durchkonstruktion und der Vervollkommnung dieser Universalmaschine von den amerikanischen Raupenschlepperfirmen ausging. An erster Stelle steht dabei die sehr bekannte Caterpillar Tractor Co., die erst kürzlich eine ganz neue Industrieanlage (zwei Fabriken mit zus. 120 000 m²) in Peoria (Illinois) im ungefähren Werte von fast 50 Mio. Dollar in Betrieb genommen hat, wo hauptsächlich Raupenschlepper und ähnliche Maschinen, ferner Dieselmotoren in größtem Maßstabe gebaut werden. Durch dieses Erweiterungsprogramm in der Fabrikation soll die Leistung des Werkes um wenigstens 60 % erhöht werden. — Die mit ihr zusammenarbeitende Hyster Co. mit Werken in Portland (Oregon) und Peoria (Illinois) übernimmt dabei vorzugsweise die Herstellung der Zusatzausrüstungen für die Planieraugen, die Antriebswinden, Ausleger mit Zubehör („Hystaway“), Spezialwinden; außerdem werden davon unabhängig Hubtransporter usw. gebaut. Weitere bedeutende Firmen sind die Allis-Chalmers Mfg. Co. in Milwaukee (Wisconsin), die außerdem noch viele andere Arten schwerer Maschinen und Elektromaschinen herstellt, ferner La Plant Choate und die Athey Products Corp., die beide ebenfalls meist mit der Caterpillar Tractor Co. zusammenarbeiten. Damit soll die Reihe der Herstellerfirmen keineswegs erschöpft werden, die besonders im Bau von Rad- und Raupenschleppern ziemlich umfangreich ist.

Wie die Amerikaner selbst zugeben, haben diese Universalgeräte, und zwar hauptsächlich als Zweizweckgerät (Raupenschlepper — Planieraupe), die schon vor dem Kriege entwickelt wurden, dann im Kriege 1944 bei der Invasion in Europa mit einem Einsatz zu Tausenden einen ganz erheblichen Anteil an der Beschleunigung des Krieges ablaufes gehabt und zum Endsiege maßgeblich beigetragen. Die Hauptaufgaben waren dabei: Rasche Beseitigung von Sperren und Hindernissen aller Art, Freilegung von Zufahrtsstraßen in schwer zerstörten Städten und Dörfern durch Trümmerbeseitigung, Schleppen von schweren Geschützen bzw. Abschleppen beschädigter Panzer, zum Planieren neuer Flugplätze und zu allen nur möglichen Hilfszwecken des Aufbaues oder der Zerstörung. Gerade durch diese im Kriege gesammelten praktischen Erfahrungen im Masseneinsatz konnten laufend Verbesserungen, Verstärkungen von Einzelteilen usw. vorgenommen werden, auf denen in den Nachkriegsjahren bei der Entwicklung zum Universalgerät zum Schleppen, Heben, Baggern, Planieren, Laden usw. weitergebaut werden konnte. Wie im nächsten Abschnitt gezeigt werden soll, kommt der Einsatz dieses Universalgerätes fast für alle Zweige des Baubetriebes in Frage, und zwar sowohl im Erd- und Straßenbau, wie Fluß- und Hafenbau, vorzugsweise auch auf allen Baustofflagerplätzen, außerdem im Forstbetriebe und wohl allgemein bei allen Bauvorhaben, so daß heute fast keine Baustelle usw. ohne das Vorhandensein dieser geländegängigen, leichtbeweglichen und rasch einsatzfähigen Maschinen denkbar ist.

II. Arbeitsweise als Raupenschlepper und Planieraupe.

Wie aus Tabelle 1 ersichtlich, hat die Caterpillar Tractor Co. mit Ausnahme der Sondertypen DW 10 (Luftreifen) alle übrigen Dieselschlepper mit Raupen ausgerüstet; die Schleppergewichte betragen 3,0 bis etwa 15,2 t. — Die übrigen amerikanischen Firmen hingegen bringen zum Teil meist Radschlepper auf den Markt. Der Antrieb der Caterpillar-Schlepper erfolgt ausschließlich durch Dieselmotoren (30 bis 130 PS); die Breite der Raupenbänder schwankt je nach den Typen zwischen 0,31 und 0,56 m; ferner werden die Typen D 4 und D 6 wahlweise in Breit- oder Schmalspur geliefert. Um sich den jeweils vor-

liegenden Arbeitsbedingungen gut anpassen zu können, haben alle Schleppermodelle 5, Type D 8 sogar 6 Vorwärtsgeschwindigkeiten und bis zu 4 Rückfahrgeschwindigkeiten. Damit werden auch die verschiedenen Gelände-verhältnisse weitgehend berücksichtigt und es können zusätzliche Steigungen oder sonstige Hindernisse besser überwunden werden. Eines der interessantesten Anwendungsgebiete der Raupenschlepper sind auch die Holz-

Tabelle 1. Hauptdaten der Diesel-Raupenschlepper der Caterpillar Tractor Co.

Bezeichnung der Caterpillar-Type	D 8	D 7	D 6	D 4	D 2	DW 10 ^{a)}
Zugstangen-PS	113	80	55	35	25	(100)
Riemenscheiben-PS	131	92	65	41	32	—
1. Vorw. Geschw. km/Std.	2,6	2,2	2,2	2,7	2,7	4,3
Zugkraft kg	11 900	5400	6200	3500	2600	3600
2. Vorw. Geschw. km/Std.	3,5	3,5	3,7	3,9	4,0	8,0
Zugkraft kg	9000	3400	4100	2600	1700	2100
3. Vorw. Geschw. km/Std.	4,1	5,1	5,1	4,8	4,8	12,5
Zugkraft kg	7100	2300	2800	2000	1400	1200
4. Vorw. Geschw. km/Std.	4,7	7,6	7,0	5,9	5,7	18,0
Zugkraft kg	6100	1500	1800	1500	1100	800
5. Vorw. Geschw. km/Std.	5,6	9,2	9,1	8,3	8,1	29,0
Zugkraft kg	5000	1100	1200	1000	700	550
6. Vorw. Geschw. km/Std.	7,9	—	—	—	—	—
Zugkraft kg	3600	—	—	—	—	—
1. Rückw. Geschw. km/Std.	3,5	2,5	2,9	3,0	3,3	5,3
2. „ „ „	4,1	4,1	4,5	—	—	—
3. „ „ „	—	6,0	6,1	—	—	—
4. „ „ „	—	8,2	8,2	—	—	—
Spurweite der Raupen						
Normalspur m	1,9	1,8	1,8	1,5	1,3	—
Schmalspur m	—	—	1,5	1,1	1,0	—
Norm. Breite der Raupenglieder . . . m	0,56	0,51	0,41	0,33	0,31	—
Versandgewicht:						
Normalspur kg	15 200	10 900	7700	4700	3100	6900
Schmalspur kg	—	—	7200	4500	2900	—

^{a)} Sonderbauart mit Luftbereifung.

schlepparbeiten in den amerikanischen Wäldern, besonders in den holzreichen Weststaaten Oregon, Washington und Idaho. Die Wege und Zufahrtstraßen nach diesen meist abgelegenen Urwaldgebieten sind meist sehr schlecht oder überhaupt noch nicht vorhanden, so daß die dafür angesetzten Schlepper in dieser Wildnis zunächst eine Verbesserung der Wege, Beseitigung von Sträuchern,

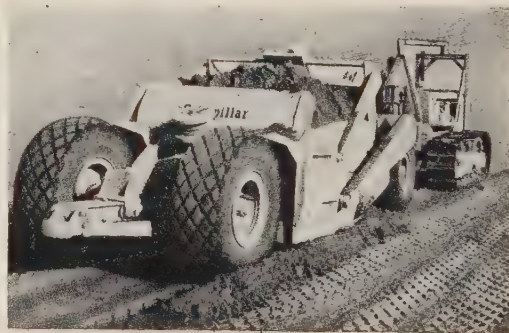


Abb. 1. Raupenschlepper mit angehängtem Schürfkübelwagen (Inhalt bis 14 m³) bei Straßenbauarbeiten (Fabrikat: Caterpillar Tractor Co.).

Bäumen und anderen Hindernissen vornehmen müssen, um die Zugänge zu den Fällplätzen und für die Verlademöglichkeiten der Stämme sicherzustellen. Für alle diese Vorbereitungen werden zuweilen auch die unter III beschriebenen Umstellungen des Schleppers auf Bagger oder Kran benötigt, wozu die dafür erforderlichen Hyster-Zusatzausrüstungen mitgenommen werden müssen. Ehe daher der Raupenschlepper an seinen festgelegten Arbeitsplatz gelangt, wird er vorher in der Regel eine ganze Reihe anderer vorbereitender Hilfsarbeiten und Erdbewegungen erledigen müssen, um die Bahn freizulegen und Abtransportwege zu schaffen (Abb. 1). Zweckmäßigerweise wird mitunter auch so disponiert, daß zwei oder mehrere Schleppereinheiten sich bei diesen Arbeiten gegen-

seitig unterstützen, namentlich auch dann, wenn im nachgiebigen oder gar sumpfigen Gelände eine der Maschinen zu versinken droht und ein anderer Schlepper beim Herausziehen Hilfsdienste leisten kann. Es wird daher oftmals der Geschicklichkeit und den Erfahrungen des Betriebsführers oder Vorarbeiters überlassen bleiben, in welcher Arbeitsweise des Universalgerätes und in welcher Reihenfolge der Umstellung er am zweckmäßigsten die einzelnen Einsätze anordnet, um einen raschen Fortgang des Arbeitsprogrammes zu erzielen. Bei der Verwendung

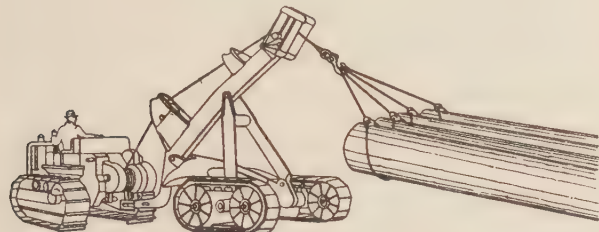


Abb. 2. Caterpillar-Raupenschlepper mit Zusatzwinde der Hyster Co. und zwischengeschalteten, fahrbaren Hebebock beim Schleppen von Baumstämmen in halb angehobenem Zustande.

der Raupenschlepper zu den eigentlichen Holzschlepparbeiten bis zur Verladestelle im oder außerhalb des Waldes können die Stämme entweder ganz auf dem Boden liegend geschleppt werden oder zweckmäßiger und leichter unter Zwischenschaltung eines auf Rädern oder Raupen fahrbaren bockförmigen A-Gerüsts (Abb. 2). Die Stämme bleiben bei dieser Förderart mit ihren vorderen Enden etwa halb angehoben, wodurch der Reibungswiderstand erheblich geringer ausfällt. Die weiteren Vorteile bei der Verwendung dieses fahrbaren Bockes zur Hochführung des Zugseiles sind: Große Schonung der geschleppten Stämme, da die Reibungsflächen der Bodenberührung wesentlich geringer sind. Außerdem müssen ohne Verwendung des Bockes alle Stamm-Enden über die hervorstehenden Steine und sonstigen Hindernisse hinweggeschleift werden, was einen erheblich größeren Kraftbedarf bedingt und andererseits zu einem starken Einarbeiten in den Boden und Schädigung des Transportweges führt. Bei den in Amerika, besonders in den tropi-

Tabelle 2. Hauptdaten der Zusatzwinden der Hyster Co. für die Raupenschlepper der Caterpillar Tractor Co.

Bezeichnung der Zusatzwinden der Hyster Co.	D 8 N	D 7 N	D 6 N	D 4 N	D 2 N
Raupenschlepper-Type der Caterpillar Tractor Co.	D 8	D 7	D 6	D 4	D 2
Trommel-Durchmesser	390	330	250	200	150
Trommelhansch-Durchm.	610	550	500	410	380
Trommel-Länge	305	370	300	360	350
Gr. Seilwickellänge	80—50	112—82	100—70	150—100	130—86
bei Seil-Durchmesser	1"—1 1/4"	7/8"—1"	7/8"—7/8"	5/8"—1/2"	5/8"—3/4"
Seilzüge bei:					
leerer Trommel	50 000	15 900	12 000	7 600	6 000
voller Trommel	23 000	11 000	6 800	4 100	2 900
Seilgeschwindigkeiten:					
leere Trommel	26—39	27	28	28	28
volle Trommel	38—56	40	50	52	60
Gewicht der Hyster Zusatzwinde	1700	1050	720	600	420

schen Gegenden gefällten Harthölzern dürfte dieser Umstand eine ausschlaggebende Rolle spielen; daher können mit dem Zwischenbock gleichzeitig 4 bis etwa 8 Stämme, je nach Länge und Durchmesser geschleppt werden. Von der früher vielfach angewandten Methode, nämlich konusförmige Blechtrichter an den vorderen Enden der Stämme zu befestigen, scheint man mehr und mehr abzukommen. Die in Abb. 2 angedeuteten Schlepphaken, Aufhängeösen, Schäkel usw. werden wegen der außerordentlichen hohen und stoßweisen Beanspruchung aus Manganstahl gefertigt.

In der Regel müssen bei Ausrodungsarbeiten die noch in der Erde verbliebenen Wurzelstöcke gezogen werden, eine Arbeit, für welche der Raupenschlepper ganz hervorragend geeignet ist. — Um sehr große Zugkräfte durch den Raupenschlepper zur Wirkung zu bringen, wird die für derartige Zwecke vorgesehene Zusatzwinde der Hyster Co. (Tabelle 2) im Vorderende des Schleppers aufgesetzt, wodurch — je nach Größe der Typen — Zugkräfte von zusätzlich 6 bis zu 50 t ausgelöst werden können. Beim Wurzelziehen wird der Raupenschlepper an einen starken Baum oder Baumstumpf verankert und das Windenseil der Hyster-Zusatzwinde entweder einfach oder durch Zuhilfenahme eines Rollenblockes, zwei- oder dreifach eingesichert, an den zu beseitigenden Wurzelstock (Abb. 3) angeschlossen. Durch die starke Kräftewirkung können Wurzelstöcke von etwa 0,5 m Durchm. in weniger als 5 Minuten aus der Erde gezogen werden.

Eine Sonderausführung der Hyster-Zusatzwinde für den Caterpillar-Raupenschlepper wird auch mit 2 Trommeln und 2 Seilgeschwindigkeiten geliefert. — Da die Seile auf diesen Winden mit ungerillten Trommeln in mehreren Lagen übereinandergewickelt werden, sind ver-

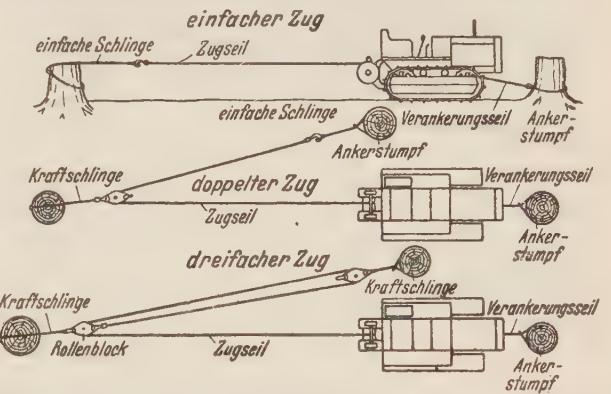


Abb. 3. Prinzipskizze: Ausziehen von Wurzelstöcken durch den Caterpillar-Raupenschlepper mit Hyster-Zusatzwinde. (Das Ziehen eines Wurzelstockes von etwa 0,5 m Durchm. dauert im Höchstfalle 5 Min.)

hältnismäßig hohe Seitenborde der Trommeln vorgesehen, damit innerhalb mäßiger Grenzen auch ein gelegentlich nicht zu vermeidendes Schrägziehen der Seile möglich ist. Im allgemeinen erhöht sich nach Anbringung der Hyster-Zusatzwinden auf dem Caterpillar-Schlepper die Zugkraft nach Maßgabe der Type um 50 bis 90 %. Diese Ein- oder Zweitrommelwinden sind in kräftige Stahlgehäuse eingeschlossen, die Getriebe öl- und staubdicht gekapselt. Alle Triebwerksteile bestehen aus hochwertigen Sonderstahllegierungen und sind für die schwersten Betriebsbedingungen und starke Stöße berechnet. Fast durchweg sind Wälzlager vorgesehen; die Schmierung aller sich drehender Teile ist eine selbsttätige. — Auf besondere Bestellung werden die Hyster-Zusatzwinden mit einem freien Wellenende zwecks Kraftabnahme durch Riemenscheibe geliefert, so daß z. B. auf der Baustelle oder im Walde hydraulische Pumpen, kleine Werkzeugmaschinen oder sonstige Hilfsmaschinen zur Holzbearbeitung damit angetrieben werden können.

Ein weiteres sehr ausgedehntes Arbeitsgebiet für die Raupenschlepper im Erd- und Straßenbau besteht darin, daß durch Anhängen von großräumigen Kipptransportwagen (bis zu etwa 22 m³ Inhalt) auf Rädern oder Raupen große Erdmassen rasch fortbewegt und an geeigneten Plätzen wieder entleert werden können. Zu dieser Gruppe von Anhängfahrzeugen des Raupenschleppers gehören auch sehr verbreitete Schürfkübelwagen (Abb. 1), die das Erdreich (bis zu etwa 14 m³) unterhalb des Wagens nach Art des Schrappersystems selbsttätig während langsamer Fahrt aufnehmen und nach der Weiterförderung durch Öffnen einer Klappe wieder an beliebiger Stelle abgeben und dabei ausbreiten. — Auch die Straßenaufreißer

(Ripper) werden bei Ausbesserung von Straßen als Anhängengerät für den Raupenschlepper eingesetzt. Ferner werden, auf Lagerplätzen oder Baustellen die Raupenschlepper vielfach zum Verholen von Eisenbahnwagen verwendet, ebenso z. B. als Zugmaschinen für Aufrichtung von Eisenkonstruktionen, Montagemasten und für ähnliche Hilfsdienste.

Die Umstellung des Raupenschleppers (mit Ausnahme der Caterpillar-Type DW 10) auf die Arbeitsweise als Planierraupe (Bulldozer) geschieht durch Anbringung einer weiteren Hyster-Zusatzrüstung (Abb. 4), die der Größe der Schleppertype gemäß Tabelle 3 angepaßt ist.

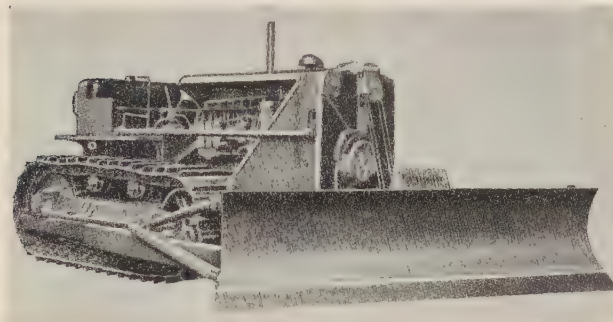


Abb. 4. Raupenschlepper der Caterpillar Tractor Co. mit Planierraupen-Zusatzrüstung der Hyster Co. (Planierschild schräg zur Fahrtrichtung.)

Die Hauptteile setzen sich aus einem sehr kräftigen und mit einer Schneide bewehrten Schild und dem daran befestigten Haltearmen zusammen, die am Schlepper-unterteile verankert sind, sowie einer kleinen Hebevorrichtung für den Schild. Wie in Tabelle 3 vermerkt, werden bei drei dieser Planierraupen die Schilde senkrecht zur Fahrtrichtung eingestellt, bei den beiden übrigen

Tabelle 3. Sonderausrüstungen der Hyster Co. zu den Raupenschleppern der Caterpillar Tractor Co. für die Arbeitsweise als Planierraupen („Bulldozer“)

Raupenschlepper-Type der Caterpillar Tractor Co.	8 S	7 S	6 S	8 A	7 A
Bezeichnung der Zusatz- Ausrüstung der Hyster Co. f. Planierraupen („Bulldozer“)	D 8	D 7	D 6	D 8	D 7
Anordnung d. Planierschildes	Senkrecht zur Fahrtrichtung			Schräg zur Fahrtrichtung	
Länge des Schildes m	3,5	3,05	2,45	4,0	3,8
Höhe des Schildes m	1,2	1,2	0,9	1,0	1,0
Größte Hubhöhe des Schildes über Planum m	1,3	1,0	0,9	1,4	1,0
Anstellwinkel des Schildes	—	—	—	25°	25°
Versandgewicht der Hyster- Zusatz-Ausrüstung . . . kg	2400	1400	820	1900	1600

Typen hingegen schräg zur Fahrtrichtung. Da der Planierschild ziemlich schwer ist (Gewicht je nach Type: 820 bis 2400 kg), so wird er auch bei der Arbeitsweise des Universalgerätes als Kran, Eimerseilbagger oder Auflader zwecks Erhöhung der Standfestigkeit gleichzeitig als Gegengewicht benutzt.

Die Anwendungsgebiete der Planierraupen im Baubetrieb sind nun ungewöhnlich vielseitig. Auf den Lagerplätzen von Baustoffen, insbesondere Sand, Kies und anderen Schüttgütern besteht ihre Aufgabe entweder im Verteilen und Ausbreiten oder im Zusammenschieben und Anhäufen des Gutes, damit es bei der erforderlichen Rückförderung durch den Greifer oder Schrapper besser wieder aufgenommen werden kann. — Aber nicht nur für aufbauende Förderzwecke wird der Raupenschlepper mit Planierausrüstung eingesetzt, sondern sehr oft auch zum Abbau und Einreißen von Gebäudeteilen und zur Beseitigung von Hindernissen, sowie zum Einebnen von Geländeteilen und Straßen.

III. Arbeitsweise als Eimerseilbagger und Schrapper, Kran mit Haken oder Greifer, sowie als Auflader und Ramme. Bei Umstellung des Raupenschleppers bzw. der Planierraupe auf Eimerseil-, Kran- oder Schrapperbetrieb wird für die 3 Schleppertypen der Caterpillar Tractor Co.: D 8, D 7 und D 6 eine besonders geeignete Hyster-Zusatz-

Tabelle 4. Zusatzausrüstung der Hyster Co. für die Caterpillar-Raupenschlepper zur Arbeitsweise als Eimerseilbagger. („Hystaway“)

Caterpillar-Raupenschlepper T y p e			D 8	D 7	D 6
Erforderliche Eimergröße	m ³		0,38	0,38	0,28
Senkr. hängender Eimer:	Maß B	m	2,4—2,7	2,4—2,7	2,1—2,4
Raupentraglänge	" D	m	1,65	1,45	1,36
Gesamtlänge des Gerätes	" L	m	7,0	5,8	5,6
Höhenmaß des A-Bockes	" H	m	4,4	4,1	3,6

ausrüstung (Hystaway) mitgeliefert. Außer einer Universal-Ein- oder -Zweitrommelwinde, die auf der Rückseite des Raupenschleppers befestigt wird, gehört noch ein Ausleger in Gitterbauart, der an einem A-förmigen Bock aufgehängt und mit Rohrverankerung am Schlepper-gestell befestigt ist. Die Antriebskraft für diese Hyster-Zusatzwinde wird von der Dieselmachine des Schleppers über ein Getriebe mit Kupplung geleitet. Der Einbau der gesamten Zusatzausrüstung einschl. Auslegerbefestigung usw. dauert höchstens 2 Stunden durch 2 geschulte Bedienungsleute, während der Abbau in etwas weniger als 1 Stunde bewerkstelligt werden kann, so daß z. B. das

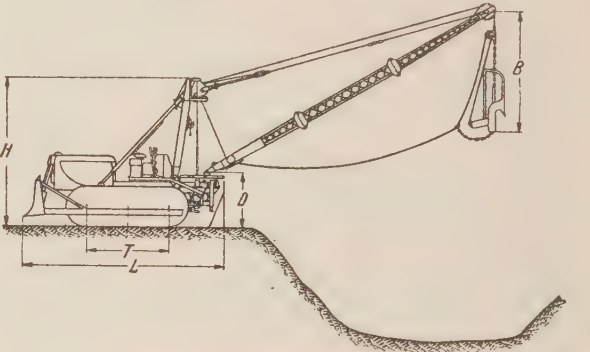


Abb. 5. Prinzipskizze des Eimerseilbaggers für Erdarbeiten. — Der Planierschild auf der Rückseite dient als Gegengewicht. (Raupenschlepper der Caterpillar Tractor Co. mit „Hystaway“-Zusatzrüstung der Hyster Co.)

Universalgerät vormittags als Eimerseilbagger für Erdarbeiten, nachmittags hingegen als Planierraupe zur Beseitigung von Hindernissen oder Straßenbauverbesserungen usw. arbeiten kann. Dabei beträgt der Schwenkbereich des Auslegers etwa 120°, die Schwenkgeschwindigkeit 4,5 Umdr./Min. — Die Hauptdaten der Eimerseilbagger sind der Tabelle 4 zu entnehmen; die erforderliche Eimergröße beträgt 0,28 oder 0,38 m³ (Abb. 5).

Ein Hauptanwendungsgebiet für den Eimerseilbagger ist u. a. die Anlage von Gräben zwecks Verlegung



Abb. 6. Arbeitsweise des Raupenschleppers als Schrapper mit Gegenrolle auf Baustofflagerplätzen. — Auf der Rückseite des Schleppers sind die Führungsschienen nebst Gerüst für den Kübelaufleger zu erkennen. Als Gegengewicht dient zusätzlich ein Betonklotz, der im Ladekübel untergebracht ist.

von Rohren und Kabeln, wobei anschließend unter Vermittlung der Hysterwinde die Einlegung der Rohre usw. durchgeführt werden kann. Das Ausheben von Be- oder Entwässerungsgräben sind weitere Aufgaben für den Eimerseilbagger bis zu einer Breite von etwa 1 m und Tiefe von 1,8 m, ferner das Ausräumen von bereits vorhandenen, aber stark verschmutzten und verwitterten Gräben. Hierher gehört auch das Zufüllen und Einebnen von fertiggestellten Gräben, ebenso das Herstellen von Böschungen und ähnlicher Erdarbeiten. Tagesleistungen von etwa 500 bis zu 700 m Grabenlängen sind durch die Arbeitsweise als Eimerseilbagger des Universalgerätes wiederholt erreicht worden; bei anderen Erdarbeiten Mittelwerte bis zu etwa 40 m³ stündlich.

Tafel 5. Caterpillar-Raupenschlepper mit Zusatzausrüstung der Hyster Co. für Kran-Betrieb. (Lastmomente)

Schleppertyp:	Caterpillar D 8	Caterpillar D 7	Caterpillar D 6			
Auslegerlänge:	10,5 m	9,0 m	7,5 m			
	Ausl. m	Zul. Last kg	Ausl. m	Zul. Last kg	Ausl. m	Zul. Last kg
	3,6	4200	3,6	2900	2,7	2700
	4,5	3400	4,5	2300	3,6	2100
	5,4	2900	5,4	2000	4,5	1700
	6,3	2500	6,3	1700	5,4	1500
	7,2	2200	7,2	1400	6,3	1200
	8,1	1800	8,1	1500	7,2	1000
	9,0	1600	9,0	1100	—	—
	10,6	1400	—	—	—	—
Maß „A“ m	2,3		2,0		2,0	

Die eingetragenen zulässigen Lasten betragen etwa 75 v. H. der Höchstlasten, wenn der Raupenschlepper mit einem normalen Schild nebst Zubehör der Planirraupe ausgerüstet ist, auf festem Boden gearbeitet wird und mit normalem Ausleger versehen ist. Die Ausladungen sind von Schwenkmitte gemessen.

Zuweilen kommt es während des Baubetriebes vor, daß die für Eimerseilbagger vorgesehenen Reichweiten des Eimers, die im Höchsthalle bis zu etwa 10 m betragen, nicht ausreichen, um die geplante Förder- und Baggeraufgabe zu lösen. In diesen Fällen wird eine Gegenrolle in einer Entfernung bis zu etwa 50 m (bei ausreichender Seillänge und Trommelwickellänge auch noch mehr) festgemacht, meist auch die Zwischenschaltung eines Rollenbockes zur Seilführung angeordnet und eine Art Schrapperbetrieb (Abb. 6) eingeleitet zur Verteilung, Trennung von Sand und anderen Baustoffen, wobei allerdings bei größeren Fördermengen der Einsatz eines

Für den Kranbetrieb des Universalgerätes mit einer „Hystaway“-Zusatzausrüstung sind die zulässigen Lasten in Tabelle 5 und Abb. 7 verzeichnet; sie schwanken zwischen 1000 und 4200 kg bei Ausladungen von 2,7 bis zu 10,5 m. Es sind 3 Auslegerlängen mit 7,5 oder 9,0 und 10,5 m vorgesehen.



Abb. 8. Verlegung von Rohren in Gräben durch Raupenschlepper der Allis-Chalmers Co. mit seitlich angebrachten Kranauslegern.

Die Schleppertypen D 4 und D 2 sind mit einer Sonderbauart von Hyster-Zusatzwinden ausgestattet, die eine besonders große Wickellänge besitzen und bei denen ein sanftes Arbeiten der Kupplungen und Trommeln Vorbedingung ist; eine andere Windenbauart mit Schneckenantrieb wird für Aufgaben eingesetzt, bei denen eine ungewöhnlich hohe Zugkraft bei geringer Seilgeschwindigkeit entwickelt wird. — Die Anwendungsbeispiele für Kranbetrieb sind sehr vielseitige, so z. B. bei der Montage von Eisenkonstruktionen, Zusammenbau von schweren Maschinen, für Aufbauarbeiten von Gebäuden, Einsetzen oder Ziehen von Pfählen im Fluß- und Hafenbau, Aufstellen von großen Behältern, ferner auf Lagerplätzen für Maschinen und Eisenteile, Unterstützung bei Eisenbahnbauarbeiten und schließlich zum Verladen und Entladen von Stückgütern aller Art. Bei Vorhandensein der Hyster-Zweitrommelwinde ist die Bereitschaft zum Greiferbetrieb für den Umschlag von Sand, Kies usw. jederzeit gegeben, ferner Greifbaggerarbeiten zum Aufnehmen von größeren Steinen usw. — Durch eine Sonderwindenbauart ist auch das Rammen von mäßig starken Pfählen möglich. Abweichend von den Caterpillar-Raupenschleppern mit Kranausrüstung der Hyster Co. wird bei den Schleppern der Allis Chalmers Mfg. Co. der Ausleger nicht in der Fahrtrichtung, sondern normal zu dieser angebracht (Abb. 8), wobei z. B. beim Verlegen von Rohren gewisse Vorteile verbunden sind.

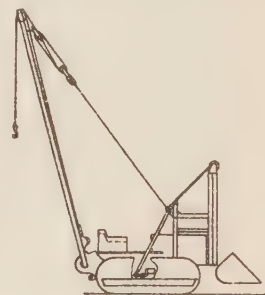


Abb. 9. Prinzipskizze des Caterpillar-Raupenschleppers mit Kranausleger, gleichzeitig auf der Rückseite als Gegengewicht Kübelaufzug mit Führungsgerüst, so daß abwechselnd gehoben und Schüttgut verladen werden kann.

Eine weitere erst in letzter Zeit entwickelte Variante des Förderbetriebes für das Universalgerät ist die Arbeitsweise als Auflader für Schüttgüter (Abb. 9), wobei auf der Rückseite des Schleppers ein Führungsgerüst für den Ladekübel angebracht wird, dessen Hubhöhe bis zu etwa 2 m betragen kann. Auch wird dieses Gerüst mit dem gefüllten Kübel oft als Gegengewicht benutzt, falls das Universalgerät wieder als Eimerseilbagger oder Kran arbeiten soll. Die amerikanischen Firmen bezeichnen vielfach diese Kombination als Traxcavator, eine Zusammensetzung aus Tractor (Schlepper) und Excavator (Bagger). Auch andere Firmen außer der Hyster Co., wie z. B. die Athey Production Corp., haben in Verbindung mit der Caterpillar Tractor Co. Aufladekonstruktionen

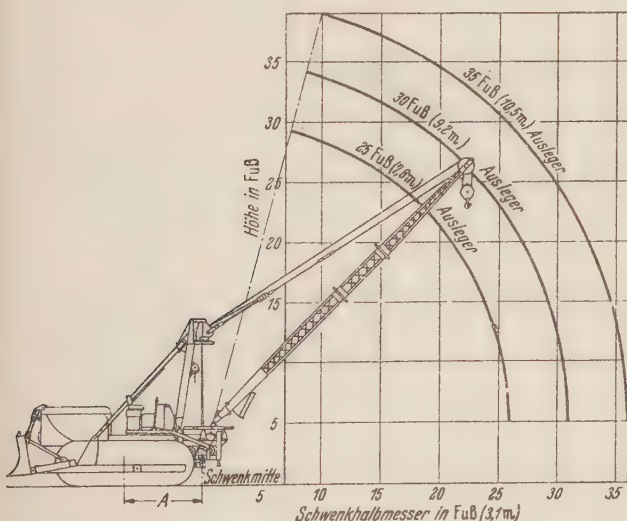


Abb. 7. Prinzipskizze des Caterpillar-Raupenschleppers mit „Hystaway“-Zusatzausrüstung für Kranbetrieb.

normalen Schräppgefäßes ohne Boden (z. B. nach Sauer- man) zweckmäßig sein dürfte. Zwecks Verhütung des Kippens des Schleppers mit Ausleger wird auf der Rückseite ein behelfsmäßiges Gegengewicht (Betonklotz usw.) gelegt, falls der schwere Schild der Planirraupen- ausrüstung allein nicht ausreichen sollte.

entwickelt, die durch ungewöhnliche Form der Aufladeschaufel gekennzeichnet sind und die ein gutes Entladen über Kopf in Lastwagen gestatten (Abb. 10). Der aus Rohren zusammengesetzte Verladebügel, der die Schaufel trägt, wird über den Schlepper hinweg bewegt und nach rückwärts entleert, während die Aufnahme des Schüttgutes durch die Vorderseite der Schaufel erfolgt.



Abb. 10. Caterpillar-Raupenschlepper mit hin- und herschwingender Verladeschaufel bei Beladen von Lastwagen. (Zusatzrüstung der Athey Products Corp.)

Es gibt außer den bereits erwähnten noch eine ganze Reihe von Zusatzwinden und Spezialgeräten der Hyster Co., die für Bau- oder Förderzwecke des Universalgerätes mitgeliefert werden können und die in den Tabellen 1—5 nicht enthalten sind, so z. B. eine Spezialwinde mit einer Zugkraft bis zu etwa 50 000 kg. Beim Wechsel der Arbeitsstellen für Eimerseil- und Kranbetrieb bleibt meist die Planierdrauben-Ausrüstung am Raupenschlepper, da sie auch beim Fahren nicht allein als Gegengewicht dient, sondern der Schild gelegentlich auch zu Planierarbeiten der Anfahrwege usw. dienen kann.

IV. Zusammenfassung und Ausblick. Die vorstehend beschriebenen Einsatzmöglichkeiten des geländegängigen Universalgerätes mit den erforderlichen Zusatzausrüstungen, insbes. die vielseitigen Maschinenkombinationen der

Caterpillar-Hyster-Ausrüstungen vereinigen die Arbeitsweise als Schlepper und Planierdraube, Eimerseilbagger und Schrapper, Kran für Haken- und Greiferbetrieb, sowie Auflader und Ramme in einem einzigen Maschinenaggregat. Durch die zahlreichen Typen von Raupenschleppern sowie dazu passenden Zusatzgeräten ergibt sich eine Vielzahl Einsatzvarianten, die je nach den gestellten Bau- und Förderzwecken mit einer ungewöhnlich hohen Betriebswirtschaftlichkeit wahlweise eingesetzt werden können.

Damit ist auch die Gleisförderung auf Baustellen und Lagerplätzen in Amerika nahezu vollständig verdrängt worden, während wir in Deutschland dieser Entwicklungsrichtung vorläufig noch etwas fernstehen. Bei dieser Betrachtung tritt auch die Entlastung des Bedienungspersonals und überhaupt aller Arbeitskräfte von schwerer körperlicher Arbeit immer mehr in den Vordergrund. Vielfach wird auch von den Maschinen verlangt, daß sie möglichst weitgehend foolproof (d. h. narrensicher) konstruiert sind, d. h. selbst bei falscher Handhabung der Hebel und Bedienungsorgane keine Brüche oder sonstige Schäden an der Maschine eintreten dürfen, indem die einzelnen Getriebeteile bei Falschsteuerung usw. sich von selbst gegenseitig blockieren oder die Maschine stillsetzen. — Durch das für uns neue Universalgerät wird nun eine Anzahl bisher selbständig arbeitender Bau- und Fördermaschinen z. T. überflüssig, und man kann erwarten, daß sich diese Entwicklung auch auf benachbarte Gebiete fortsetzen wird, so z. B. auf die Fördertechnik der Lagerplätze, nicht nur für Baustoffe, sondern auch für Kohle, Erze usw. — Dann werden auch die teuren und bodenständigen Lagerplatzbrücken, einschl. den Kabelkranen und Elektrohängebahnen mit Greiferbetrieb bis etwa zu mittleren Förderleistungen durch die beschriebenen Universalgeräte zum größten Teile ersetzt werden können, wobei auch alle zugehörigen Nebenschaffungskosten der Brücken (wie z. B. Einebnen des Lagerplatzes, Fundamente für die Fahrbahnen, Ufermauern, Stromzuführungskanäle usw.) gänzlich in Wegfall kommen. Auf amerikanischen Kohlenlagerplätzen von Gas- und Elektrizitätswerken wurde damit bereits der Anfang gemacht, und es bleibt abzuwarten, ob damit eine, auch nach Europa übergreifende, beginnende Umwälzung in der Vereinfachung der gesamten Fördertechnik verbunden sein wird.

Zur Berechnung hölzerner Hängewerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Troche, Technische Hochschule Hannover.

Hängewerke sind eine altbewährte Konstruktionsform des Zimmermanns, die er dann anwendet, wenn größere Öffnungen ohne Zwischenpfosten zu überbrücken sind, zugleich aber Seitenschübe auf das stützende Tragwerk vermieden bleiben sollen, also Sprengwerke o. dgl. nicht in Frage kommen. Sie treten demgemäß besonders im Hochbau als Dachtragwerke auf, während im Brückenbau die Sprengwerke überwiegen. Hängewerke sind später in den Stahlbau übernommen und dort in statischer Hinsicht eingehender behandelt worden; sie werden jetzt auch im Holzbau stets (auch im Hochbau) einer statischen Berechnung unterzogen.

Hängewerke sind statisch unbestimmte Konstruktionen. Auf die Problematik solcher Tragwerke im Holzbau wird noch einzugehen sein. Im Hinblick darauf beschränken wir uns im folgenden auf einfach statisch unbestimmte Formen des Hochbaues (Dachbinder, Abb. 1—4), wobei wir vom trapezförmigen Hängewerk Abb. 2 ausgehen und die Dreiecksform Abb. 1 als Sonderfall zu Abb. 2 behandeln. Die 3. Hängesäule in Abb. 3 dient lediglich der Ausbildung von Kopfbügel für die Firstpfette und wird nur aus Gründen ihrer Seitensteifigkeit und zur gleichzeitigen Knicklängen-Verkürzung bis zum Druckriegel des

Hängewerkes heruntergezogen. Die Pfette erzeugt also im Binder lediglich Achskräfte, das Tragwerk bleibt einfach statisch unbestimmt. Nur wenn der Druckriegel zugleich



Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

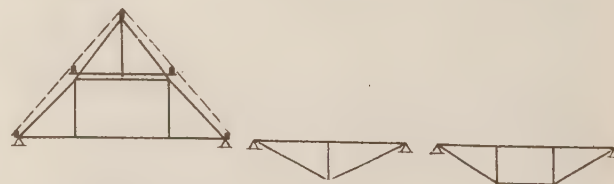


Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

als Balken einer Hängebodendecke dienen muß, wird das System zweifach statisch unbestimmt, doch soll hier von dieser Erweiterung abgesehen werden.

Häufig wird an Stelle von Form Abb. 3 die weniger zweckmäßige Form Abb. 4 mit einem zusätzlichen Zangenpaar angetroffen. Die Zangen vergrößern nicht nur den Holzaufwand, sondern heben außerdem den aus der abgesprengten Firstpfette herrührenden Strebenzug auf; dadurch geht die Entlastung des Druckriegels verloren, die in Abb. 3 durch Einversatzung der oberen Streben in den Druckriegel erreicht wird. Sollte jedoch in Abb. 4 die obere Doppelzange zur Ausbildung eines Hängebodens herangezogen werden, also eine echte Hängesäule unter der Firstpfette auftreten, dann bildet das obere Dreieckstragwerk ein einfaches Hängewerk für sich, das auf dem unteren Trapezhängewerk aufgesattelt ruht; Form Abb. 4 stellt dann lediglich eine Zusammenfügung zweier Hängewerke verschiedener Form dar, von denen jedes nur einfach statisch unbestimmt ist. — Schließlich seien hier auch die Unterspannträger (Abb. 5 u. 6) erwähnt, die gewissermaßen umgedrehte Hängewerke darstellen und ebenfalls hierher gehören.

Die in Frage stehenden Belastungen sind in Abb. 7, die gewählten Bezeichnungen in Abb. 8 dargestellt. Als statische Unbestimmte wählen wir die Stabkraft des Riegels, Abb. 9, als statisch bestimmtes Grundsystem also den einfachen Balken AB mit aufgesattelten Gelenkdreiecken.

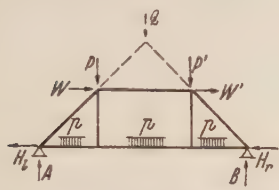


Abb. 7.

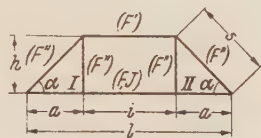


Abb. 8.

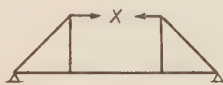


Abb. 9.

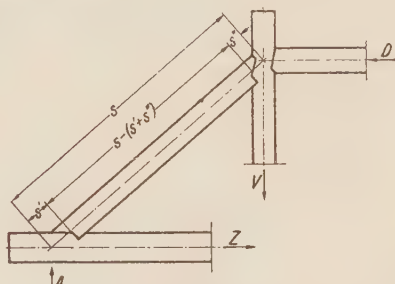


Abb. 10.

Die Durchführung der statischen Untersuchung ist so einfach, daß sie übergangen wird, zumal wir uns hier der bei Dachbauten üblichen Vereinfachung bedienen, als Streckbalken-Nutzlast nur mit verteilter Last p zu rechnen und diese wie bei Durchlaufträgern nur feldweise wechselnd anzusetzen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 formelmäßig wiedergegeben, wobei der sehr geringfügige Einfluß der Querkkräfte auf die Stabwerksverformungen vernachlässigt blieb. Hingegen ist außer dem Einfluß der Momente auch derjenige der Längskräfte — in Tabelle 1 ausgedrückt durch den Beiwert μ — voll berücksichtigt. Die Tabellenwerte gelten für alle üblichen Baustoffe, sofern man bei diesen ebenso wie im Holzbau alle äußeren Seitenkräfte hälftig von jedem der beiden Auflager A und B aufnehmen läßt.

Hier beginnt nun die Problematik statisch unbestimmter Holzkonstruktionen. Die rechnerische Ermittlung der Stabbeanspruchungen setzt die Kenntnis aller Verformungsvorgänge im Stabwerk voraus, die sich durch Verbiegungen, Verdrillungen, Längen- und Winkeländerungen der Stäbe und Knoten zusammensetzen. Wenn wir auch in den vorliegenden Fällen Verdrillungen und Winkeländerungen aus den Schubkräften unbedenklich außer acht lassen können, so kann sich doch — abgesehen von den maßgebenden Verbiegungen des Streckbalkens — die Berücksichtigung der Längenänderungen der Stabachsen als notwendig erweisen. Das aber stößt im Holzbau auf besondere Schwierigkeiten.

Betrachten wir z. B. die Hängewerksstrebe (Abb. 10). Sie sei wie üblich unten in den Deckenbalken und oben in die Hängesäule einversetzt. Ihre theoretische Länge sei s ; ihre wirkliche Länge aber ist dann nur $s - (s' + s'')$, und nur in diesem Mittelteil ist das Holz $\parallel$ Faser gedrückt, während in den Endteilen s' und s'' Beanspruchungen schräg zur Faser auftreten (beim Druckriegel sogar $\perp$ Faser). Für diese Endteile, deren Längen vor der Berechnung gar nicht bekannt sind, gelten aber wesentlich kleinere Elastizitätswerte E , so daß jeder Stab als ein streckenweise aus verschiedenen Baustoffen zusammengesetztes Gebilde zu untersuchen wäre.

Weiterhin wird es selbst bei sorgfältiger Verzimmerung nur angenähert erreichbar sei, daß die beiden an jeder Stoßstelle zusammentreffenden Berührungsflächen satt aufeinanderliegen. Im allg. werden erst lokale Verdrückungen vor sich gehen müssen, ehe das satte Anliegen und damit ein voll elastisches Arbeiten dieser Verbindungsstelle zustandekommt. Das gilt nicht nur für stumpfe Stöße und Versatzungen, sondern nicht minder für Verbindungen mittels Bolzen, Dübeln und Nägeln; nur treten bei ihnen an die Stelle der Flächenwirkungen nun die bezüglichen Verformungen der Verbindungsmittel und der sie unmittelbar umgebenden Holzteile. Bei Bolzen und nicht eingepreßten Dübeln kommt hier noch der Spielraum zwischen Verbindungsmittel und Holzwandung hinzu. Es ist nicht möglich, für diese z. T. von der handwerklichen Ausführung abhängigen Verschiebungswerte feste Zahlen zu nennen; immerhin erreichen sie oft genug Millimeterbeträge. In jedem Falle aber handelt es sich um unelastische Anteile der Gesamtverformungen, die nicht übersehen werden dürfen.

Schließlich sind noch die unvermeidlichen Schwindinflüsse hervorzuheben, die ebenfalls unelastische Deformationen darstellen und heute eine besondere Rolle spielen. Gut luftgetrocknetes Holz ist praktisch nicht erhältlich, natürliche Trocknung oft nicht durchführbar und künstliche Trocknung zumeist nicht möglich. Die Folge sind erhebliche Schwindbeträge, die bis zu einigen Prozenten der Holzdicke ansteigen können. Natürlich wird man durch Nachziehen der Verbindungsmittel die Verbindungsstellen wieder zum festen Schluß bringen. Aber die eingetretenen Längenänderungen sind damit nicht aus der Welt geschafft, ihre Auswirkungen auf das Stabwerk und die Berechnung bleiben bestehen.

Insgesamt setzen sich also die Längenänderungen eines Stabes im Tragwerk aus den folgenden Einzelbeträgen zusammen, herrührend aus den

1. Stabspannungen längs und quer zur Faser,
2. Schwindungen längs und quer zur Faser,
3. Verschiebungen infolge unvollkommenen Paßsitzes und Verformungen etwaiger Verbindungsmittel.

Nur die unter 1. genannten Einflüsse sind — wenigstens zum überwiegenden Teile — elastischer Natur, die übrigen Anteile können nur roh geschätzt oder überhaupt nur von Fall zu Fall mehr oder minder willkürlich angenommen werden.

Man erkennt die Aussichtslosigkeit, derartige Verhältnisse, die bei allen (nicht verleimten) Knotenverbindungen im Holzbau unvermeidlich sind, in theoretisch allgemeiner Form oder bei der täglichen Bemessungspraxis genauer zu erfassen, und versteht, daß im Holzbau womöglich nur statisch bestimmte Konstruktionen gewählt werden sollten, jedenfalls aber — wenn statisch unbestimmte Tragwerke unvermeidlich werden — nur einfache (höchstens zweifache) statische Unbestimmtheit vorliegen sollte.

Wenn es nach obigen Darlegungen auch nicht möglich erscheint, die tatsächlichen Verhältnisse genauer zu erfassen, so wollen wir hier doch versuchen, wenigstens die Größenordnung der auftretenden Verschiebungswerte, die hier nur noch die Bedeutung von möglichen Zustandsänderungen haben können, zu ermitteln oder besser: ihre

etwaigen Größtwerte abzuschätzen, um aus ihnen Rückschlüsse auf Fehlerausmaße zu gewinnen.

Bezeichnet man mit Δ die auf übliche Art gewonnene Längenänderung des Stabes s und mit Δ' den unter Beachtung aller genannten Einflüsse möglichen Größtwert, dann erhalten wir als Fehlerinfluß bezogen auf die Längenänderung des betreffenden Stabes den Verhältniswert

$$\nu = \frac{\Delta'}{\Delta} \quad (1)$$

Man findet unter Zugrundelegung des Proportionalitätsgesetzes von Hooke genügend genau

$$\Delta = s \cdot \sigma / E \quad (\text{mit } \sigma = S/F),$$

$$\Delta' = \Delta_1' + \Delta_2' + \Delta_3' \quad \text{mit}$$

$$\Delta_1' = (s - s' - s'') \sigma / E + s' \cdot \sigma' / E' + s'' \cdot \sigma'' / E'',$$

$$\Delta_2' = (s - s' - s'') \frac{n}{100} + \frac{n' s'}{100} + \frac{n'' s''}{100},$$

$$\Delta_3' = m' + m'' \quad (\text{in cm}),$$

wobei n, n', n'' die bezüglichen Prozentzahlen aus Längs- und Querswindungen der drei Stabanteile bedeuten und Δ_3' den Anteil aus mangelhaftem Paßsitz an den beiden Stäben usw. darstellt. Es wird damit

$$\nu = \left(1 - \frac{s' + s''}{s} + \frac{s'}{s} \frac{\sigma'}{\sigma} \frac{E}{E'} + \frac{s''}{s} \frac{\sigma''}{\sigma} \frac{E}{E''} \right) + \frac{nE}{100\sigma} \left(1 - \frac{s' + s''}{s} + \frac{n' s'}{ns} + \frac{n'' s''}{ns} \right) + \frac{(m' + m'') E}{s\sigma} \quad (2)$$

Für die hier angestrebten Zwecke dürfte es wohl genügen, diese Beziehung durch die Annäherungen

$$\sigma = \sigma' = \sigma''; \quad E' = E'' = E/\varepsilon; \quad s' = s'' = \alpha \cdot s;$$

$$m' = m'' (= m) \quad \text{und} \quad n' = n'' = \beta \cdot n$$

zu vereinfachen, wodurch Gl. (2) übergeht in

$$\nu \approx (1 - 2\alpha + 2\alpha\varepsilon) + \frac{nE}{100\sigma} (1 - 2\alpha + 2\alpha\beta) + \frac{2mE}{s\sigma} \quad (2a)$$

Hierzu folgende Zahlenangaben:

$$\alpha = 0,02 \text{ bis } 0,10,$$

$$\beta = 8 \text{ bis } 40,$$

$$\varepsilon = 20 \text{ bis } 30,$$

$$E/\sigma = 1000 \text{ bis } 10\,000,$$

$$m/s = 0 \text{ bis } 0,002 \quad \text{und}$$

$$n = 0 \text{ bis } 0,25;$$

mit ihnen erhält man

$$\left. \begin{aligned} \max \nu &= 6,8 + 220 + 40 = \text{rd. } 267, \\ \min \nu &= 1,76 + 0 + 0 = \text{rd. } 2. \end{aligned} \right\} \quad (2b)$$

Wenn Gl. (2b) auch nur äußerste Grenzwerte angibt, so überrascht doch die unerwartet große Streuweite; bemerkenswert ist jedenfalls, daß der maximale Schwindinfluß (220) bei weitem die anderen Komponenten übertrifft, so daß wir diesen Wert noch näher untersuchen müssen. $\max n = 0,25$, also Längsschwind um $1/4\%$, betrifft grünes Holz von rd. 45 % Feuchtigkeitsgehalt, das im Darrofen völlig ausgetrocknet wird. Nimmt man an, daß die Schwindwerte etwa proportional dem Feuchtigkeitsverlust ansteigen, dann wird im Bauwerk selbst die Feuchtigkeit nur von etwa 30 % beim Einbau bis auf die Hälfte heruntergehen, also ein Feuchtigkeitsschwind um rd. 15 % auftreten, d. h. um nur $1/3$ des Gesamtwertes, so daß die genannte Ziffer von 220 auf rd. 70 absinkt.

Ferner ist zu beachten, daß die an einem Einzelstab ermittelten Grenzwerte nicht für das Stabwerk im ganzen zutreffen. Zum Beispiel bewirkt gleichmäßiger Schwind des Streckbalkens im wesentlichen nur ein Setzen der ganzen Konstruktion ohne den Verformungszustand in den Streben nennenswert zu ändern; es würde damit in jeder der beiden Hängewerksstreben der Schwindbeitrag der Strecke s' hinfällig, wodurch sich für diese Streben der Wert von 70 auf 38 verringert. Das trifft allerdings nicht für den Druckriegel zu. Es kommt also auf das System des Tragwerkes, auf die Zahl seiner Stäbe und Anschlußstellen und auf die Verbindungsformen an, welcher Maximalwert für das Tragwerk als Ganzes zu erwarten ist.

Im vorliegenden Fall kann man etwa $2/3$ des Einzelstabmaximums annehmen, d. h. statt 70 nur 45 ansetzen, also mit $\max \nu = \text{rd. } 90$ rechnen.

Schließlich können durch Verbindungsmittel (Laschen, Bolzen, eiserne Bänder, Bauklammern u. dgl.) die Annäherungen der benachbarten Stäbe mehr oder minder gehindert werden, so daß sich dort u. U. sogar Schwindfugen öffnen. Sicherlich werden dadurch die tatsächlichen Längsverschiebungs-Größtwerte in der Regel noch kleiner bleiben als hier ermittelt; für den vorliegenden Fall schätze ich den Wert $\max \nu$ auf etwa 60.

Nimmt man endlich an, daß die Schwerlage aller möglichen Streuwerte etwa in der Mitte zwischen den Grenzwerten auftritt, dann ist für hölzerne Hängewerke u. dgl. angenähert ein Verhältniswert

$$\nu = \text{rd. } 30 \quad (2c)$$

zu erwarten.

Welche Unterschiede treten dadurch in der Größe der statischen Unbestimmten auf? Die in der üblichen Weise ermittelten Beiwerte μ als Ausdruck des Einflusses aus den Längenänderungen der Stäbe auf diese Größe bewegen sich bei normalen hölzernen Hängewerken etwa im Bereich $\mu = 0,993$ bis $\mu = 1$, wobei letzter Wert zu $\Sigma \Delta = 0$ gehört. Der Einfluß der Längenänderungen erscheint also als so geringfügig, daß er gewöhnlich unberücksichtigt blieb. Infolge Gl. (2c) wird aber der Streubereich (0,007) nun rund 30mal so groß, so daß nunmehr mit

$$\mu = 0,80 \text{ bis } 1 \quad (3)$$

zu rechnen ist.

Dieses Ergebnis ist einigermaßen einleuchtend. Es ist bekannt [4], daß bei den Unterspannträgern aus Stahl die μ -Werte im Bereich $\mu_{\text{Stahl}} = 0,90$ bis 1 auftreten. Als Ergebnis vorstehender Betrachtungen kann also vermutet werden, daß der Einfluß von Längenänderungen auf die statisch unbestimmte Größe von Hängewerken u. dgl. aus Holz im großen ganzen betrachtet und auf die beschriebene Weise grob gemittelt mindestens etwa doppelt so groß als bei stählernen Ausführungen wird. Allerdings ist hierbei eine Grenzlage im Stahlbau mit einer Mittellage im Holzbau in Vergleich gestellt. Wie bei andersartigen statisch unbestimmten Tragwerken diese Verhältnisse liegen, bedarf besonderer Untersuchungen. Daß eine Änderung der statischen Unbestimmten um 10 bis 20 % zu starken Unterschieden in den maßgebenden Stabbeanspruchungen führen können, ist bekannt und wird hier nur am Rande bemerkt.

In Tabelle 1 sind nun die Grundformeln für die wichtigsten Belastungseinzelfälle des trapezförmigen Hängewerkes eingetragen, wobei der Einfluß aus den Längenänderungen der Stäbe in der Form der Beiwerte μ ausgedrückt ist. Es sind dabei, wie üblich, die Stäbe mit ihren theoretischen Längen s und mit unveränderlichem Elastizitätsmaß E vorausgesetzt worden.

In Tabelle 2 sind für maßgebliche Streckbalkenquerschnitte (im Endfeld a , in der Mitte des Innenfeldes i und unter der Hängesäule I) die Absolutwerte der Streckbalkenmomente für veränderliche Feldlängenverhältnisse i/l wiedergegeben, und zwar oben für den Grenzwert $\mu = 0,8$, unten für $\mu = 1$ (positive Werte ausgezogen, negative gestrichelt). Es bezeichnet z. B. i_q die Momente M_{i_q} in der Mitte des Innenfeldes i infolge Vollbelastung des ganzen Balkens mit q ; ferner a_p die Momente M_{a_p} im Endfeld a infolge feldweiser Streckenlast p , usw. Maßgebend sind jeweils natürlich nur die Größtwerte, d. h.

bei $\mu = 0,8$ die beiden Kurven a_q und i_q ,

bei $\mu = 1,0$ die beiden Kurven a_p und $(-) i_q$.

Zumeist ist also Vollbelastung entscheidend, und man begeht einen unbedenklichen Fehler auf der sicheren Seite, wenn man immer mit q statt mit p rechnet, d. h. also bei $\mu = 1$ zwar das Kurvengesetz für M_{a_p} beibehält, aber mit q statt mit p in die Rechnung eingeht.

Tabelle 1. Grundwerte.
A. Balkenmomente

Last	Endfeld M_a	Stützmomente $M_I (M_{II})$	Innenfeld M_i
$p_{(a)}$	$\frac{p x^2}{2}$ an der Stelle $x = x_a$	$\frac{p (l-i)^2}{64 l} \left[4 (l \pm i) - \mu l \frac{5 \cdot l + 7 \cdot i}{l + 2 \cdot i} \right]$	$\frac{p (l-i)^2}{64 l} \left[4 - \mu \frac{5 \cdot l + 7 \cdot i}{l + 2 \cdot i} \right]$
$p_{(i)}$	$M_{1/2}$	$\frac{p i}{4} \left[(l-i) - \mu \frac{l^2 + l \cdot i - i^2}{l + 2 i} \right]$	$\frac{p i}{8} \left[(2 l - i) - 2 \mu \frac{l^2 + l \cdot i - i^2}{l + 2 i} \right]$
$q (g)$	$\frac{p x^2}{2}$ an der Stelle $x = x_q$	$\frac{p (l+i)}{32} \left[4 (l-i) - \mu \frac{5 l^2 - i^2}{l + 2 i} \right]$	$\frac{p}{32} \left[4 \cdot l^2 - \mu (l+i) \frac{5 l^2 - i^2}{l + 2 i} \right]$
P	$M_{1/2}$	$\frac{P (l-i)}{4 \cdot l} [(l \pm i) - \mu' l]$	$\frac{P}{4} (l-i) (1 - \mu')$
$P + P'$	$M_{1/2}$	$\frac{l-i}{4 \cdot l} [P (l \pm i - \mu' l) + P' (l \mp i - \mu' l)]$	$\frac{P + P'}{4} (l-i) (1 - \mu')$
Q	0	0	0
W	$M_{1/2}$	$\pm \left(\frac{W h i}{2 l} \right)$	0
$W + W'$	$M_{1/2}$	$\pm (W + W') \frac{h i}{2 l}$	0

$$x_a = \frac{l-i}{32 l (l+2 i)} [4 (3 l+i) (l+2 i) - \mu l (5 l+7 i)]$$
$$x_q = \frac{1}{16 (l-i) (l+2 i)} [(8 l^3 + 8 i l^2 - 16 i^2 l) - \mu (5 l^3 + 5 i l^2 - l i^2 - i^3)]$$

B. Längskräfte

Last	Zugbalken $Z =$	Druckriegel $D =$	Hängevertikale $V =$	Strebe $S =$
$p_{(a)}$	$\frac{p (l-i)^2}{64 h} \cdot \frac{5 l + 7 i}{l + 2 i} \mu$	$- Z_{(a)}$	$Z_{(a)} \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{-Z_{(a)}}{\cos \alpha}$
$p_{(i)}$	$\frac{p i}{4 h} \cdot \frac{l^2 + l \cdot i - i^2}{l + 2 i} \mu$	$- Z_{(i)}$	$Z_{(i)} \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{-Z_{(i)}}{\cos \alpha}$
$q (g)$	$\frac{q (l+i)}{32 h} \cdot \frac{5 \cdot l^2 - i^2}{l + 2 i} \mu$	$- Z_{(q)}$	$Z_{(q)} \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{-Z_{(q)}}{\cos \alpha}$
P	$P \frac{l-i}{4 h} \mu'$	$- Z_{(P)}$	$\frac{-P + P/2 \cdot \mu'}{0 + P/2 \cdot \mu'}$	$\frac{-Z_{(P)}}{\cos \alpha}$
$P + P'$	$(P + P') \frac{l-i}{4 h} \mu'$	$- Z_{(\Sigma P)}$	$\frac{-P}{-P'} + \frac{P + P'}{2} \mu'$	$\frac{-Z_{(\Sigma P)}}{\cos \alpha}$
Q	$Q \left(\frac{\operatorname{ctg} \alpha}{2} + \mu'' \right)$	$- Q \mu'' (\approx 0)$	$- D_Q \operatorname{tg} \alpha (\approx 0)$	$-\left(\frac{Q}{2 \sin \alpha} + \frac{Q}{\cos \alpha} \mu'' \right)$
W	$-\frac{W}{2}$	$-\frac{W}{2}$	$\mp \left(\frac{W}{2} \operatorname{tg} \alpha \right)$	$\pm \left(\frac{W}{2 \cos \alpha} \right)$
$W + W'$	$\frac{W' - W}{2}$	$\frac{W' - W}{2}$	$\mp \left(\frac{W + W'}{2} \operatorname{tg} \alpha \right)$	$+\left(\frac{W + W'}{2 \cos \alpha} \right)$

C. Beiwerte

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{3}{h^2 (l+2 i)} \left[l \frac{J}{F} + \left(\frac{2 s}{\cos^2 \alpha} + i \right) \frac{J}{F'} + 2 h \operatorname{tg}^2 \alpha \frac{J}{F''} \right]}$$
$$\mu' = \mu \left[1 + \frac{12 \operatorname{tg} \alpha}{(l-i) (l+2 i)} \frac{J}{F''} \right] \approx \mu$$
$$\mu'' = \frac{-3}{h^2 (l+2 i)} \cdot \mu \frac{1}{2} \left[l \operatorname{ctg} \alpha \frac{J}{F} + \frac{4 s}{\sin (2 \alpha)} \frac{J}{F'} \right] \approx 0$$

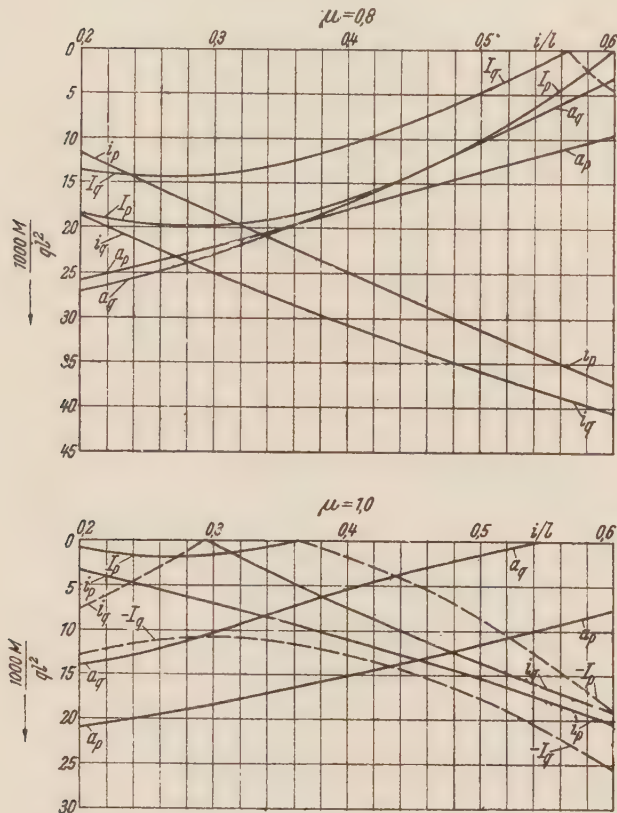
In Tabelle 3 sind nur noch die 4 Größtkurven eingetragen aus Gründen leichter Interpolation unter zusätzlicher Zwischenschaltung der beiden entsprechenden Größtwertlinien für $\mu = 0,9$ (alle 6 Kurven ausgezogen eingezeichnet). Man erkennt die teilweise erhebliche Auswirkung der Größe des Längskraftbeiwertes μ ; z. B. würde bei $i/l \approx 0,43$

für $\mu = 1,0$: der Größtwert $\max M \approx 14 q l^2 / 1000$,

für $\mu = 0,9$: der Größtwert $\max M \approx 21 q l^2 / 1000$

beträgen, träte also ein Unterschied von $\approx 33\%$ (gegenüber dem Wert bei $\mu = 0,9$) auf. Formeln oder Tabellen

Tabelle 2.



mit Größtwerten für die Bemessung von Hängewerken und Unterspannträgern, in denen die Längskrafteinflüsse auf die Biegemomente unberücksichtigt bleiben bzw. nur mit $\mu = 1$ gerechnet wird, sind demnach zumindest im Holzbau als unzulänglich anzusehen.

Bei ausgeführten Bauwerken und bei bemessenen Konstruktionen ist der zugehörige formale μ -Wert nach Tab. 1 zwar unschwer zu ermitteln, muß aber wegen der erwähnten Einflüsse (Quersammendrückung, Schwinden, Knotenverformung) beträchtlich abgemindert werden; bei Entwürfen und Überslagsrechnungen muß er an sich schon von vornherein geschätzt werden. Als Anhalt für eine wohl ausreichende Sicherheit bietende Annahme für μ sei vorgeschlagen

$$\mu = 1 - l/100 \quad (l \text{ in m}), \quad (4)$$

bis bessere Beurteilungsmöglichkeiten an Hand von Verformungsmessungen vorliegen werden. Gl. (4) würde erst bei $l = 20$ m den Wert $\min \mu = 0,8$ erreichen. — Dringend anzuraten ist, in wichtigen Fällen sowohl mit dem nach Gl. (4) gefundenen μ -Wert als auch mit $\mu = 1$ zu rechnen, also zwei Grenzwerte für die waagrechte Stabkraft zu ermitteln und die Rechnung mit beiden durchzuführen.

Es dürfte zweckmäßig sein, an Stelle der Kurven-
tafel 3 ein einfaches Rechenverfahren zur Verfügung zu haben, also die beiden Kurvenscharen durch zwei prak-

tische Formeln zu ersetzen. Hierfür bieten sich z. B. die Gleichungen

$$\max M_q \approx \frac{36(4 - 5 i/l)}{\mu(4 + \mu)} \cdot \frac{q l^2}{1000} \quad \text{für die linke Schar,} \quad (5)$$

$$\max M_q \approx (18,7 + 55 i/l - 52 \sqrt{1,3 \mu - 1}) \cdot \frac{q l^2}{1000} \quad \text{für die rechte Schar} \quad (6)$$

an, deren Ergebnisse in Tabelle 3 gestrichelt mit eingezeichnet worden sind. Man erkennt die ausreichende Genauigkeit dieser Ersatzformeln. Zur Vollständigkeit sei auch ein Näherungsausdruck für die Lage desjenigen Feldweitenverhältnisses i/l angegeben, für welches die Streckbalken-Größtmomente gemäß Tab. 3 ihren Kleinstwert erreichen:

$$i/l \approx \sqrt{\mu - 0,50} - 0,267. \quad (7)$$

Soweit das Verhältnis i/l aus baulichen Umständen nicht vorgeschrieben ist, wird man es aus Wirtschaftlichkeitsgründen entsprechend Gl. (7) für die Ausführung anstreben; der dazugehörige Momentengrößtwert des Streckbalkens kann dann aus Gl. (6) bestimmt werden.

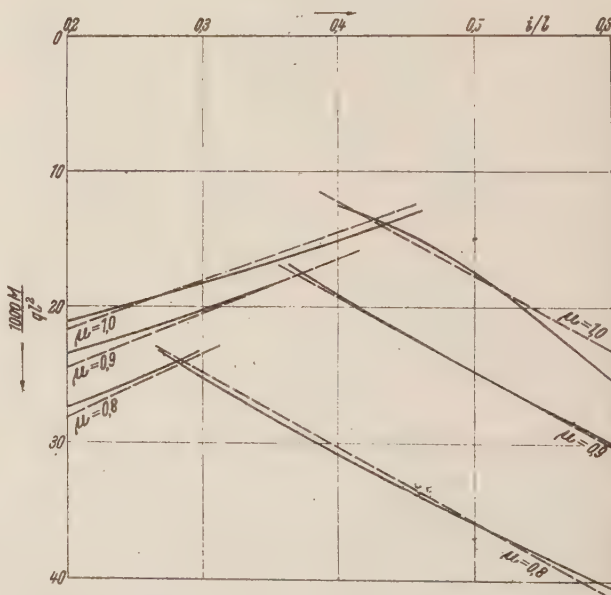
Zahlenbeispiel.

Ein trapezförmiges Hängewerk aus Holz sei über $l = 12$ m zu spannen; Belastung $g + p = q$ t/m. Die Lage der Hängesäulen sei nicht vorgeschrieben. Gemäß Gl. (4) wähle man den Längskraftbeiwert zu $\mu = 1 - 12/100 = 0,88$. Die wirtschaftlichste Feldteilung i/l ergibt sich nach Gl. (7) zu $i/l = \sqrt{0,88 - 0,50} - 0,267 = 0,35$ und das dazugehörige Streckbalken-Größtmoment nach Gl. (6) zu

$$\max M \approx (18,7 + 55 \cdot 0,35 - 52 \sqrt{1,3 \cdot 0,88 - 1}) \cdot \frac{q l^2}{1000} = 0,0182 q l^2.$$

Hätte man statt dessen mit $\mu = 1$ gerechnet, so erhielte man $i/l = 0,44$ und $\max M = 0,0144 q l^2$, also rd. 21 % zu wenig. Würde man aber nach den Näherungsangaben in

Tabelle 3.



den Handbüchern mit $i/l = 1/3$ konstruieren und entsprechend mit $\mu = 1$ rechnen, so ergäbe sich z. B. nach „Stahl im Hochbau“, 11. Aufl., S. 426 (als umgekehrter Unterspannträger $M = 0,0111 q l^2$, aber für dieses Verhältnis $i/l = 1/3$ wäre nach obigem, d. h. im vorliegenden Fall für $\mu = 0,88$ gem. Gl. (5) mit dem Moment $M = 0,01955 q l^2$ zu rechnen, also mit rd. 7,2 % mehr.

Ein Wort zur Lage x/l des Momentenmaximums im Endfeld a. Diese Lage ist entscheidend für den Größtwert des Momentes, da für ihn die Gleichung $\max M_a = \frac{q x^2}{2}$ gilt. Der Lagewert x ist bestimmt durch die Bedingung

$Q_x = 0$; er kann z. B. durch Differentiation der Momentengleichung gewonnen werden. In dem Buch von Seyller [3] muß auf S. 25 ein Irrtum unterlaufen sein, der zu der dort angegebenen einfachen Formel $x = \frac{m+2}{5}$ führte. In unserer Schreibweise ausgedrückt, würde dies $x = \frac{i/a+2}{5} a$ lauten, welche Gleichung identisch mit $x = l/5$ ist. Damit wäre das Endfeld-Momentenmaximum unabhängig von der veränderlichen Feldteilung i/l konstant, nämlich $\max M_a = \frac{ql^2}{50}$. Das ist nicht gut denkbar,

Tabelle 4. Streckbalkenwerte des einfachen Hängewerkes

	p	q	$Q(P)$	W
x	$\frac{12-5\mu}{32} l$	$\frac{8-5\mu}{16} l$	—	—
M_x	$\frac{px^2}{2}$	$\frac{qx^2}{2}$	0	0
M_l	$\frac{pl^2}{64} (4-5\mu)$	$\frac{ql^2}{32} (4-5\mu)$	0	0
Z	$\frac{5pl^2}{64h} \mu$	$\frac{5ql^2}{32h} \mu$	$Q\left(\frac{\text{ctg } \alpha}{2} + \mu''\right)$	$-W/2$

Beiwerte

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{3}{h^2 l} \left[l \frac{J}{F} + \frac{2s}{\cos^2 \alpha} \frac{J}{F'} + 4h \text{tg}^2 \alpha \frac{J}{F''} \right]}$$
$$\mu'' = \frac{-3\mu}{2h^2 l} \left[l \text{ctg } \alpha \frac{J}{F} + \frac{4s}{\sin(2\alpha)} \frac{J}{F'} \right] \approx 0$$

die Lage des Maximums (x) muß doch wohl mit der Feldweite a schwanken und ist überdies eine Funktion von μ (vgl. Tabelle 1).

Schließlich sei noch das Dreieckshängewerk nach Abb. 1 gestreift. Man kann es sich aus dem trapezförmigen Hängewerk dadurch hervorgegangen denken, daß die beiden Seitenfelder a bis zum Zusammenstoß der beiden Hängesäulen anwachsen, wodurch zugleich die Lasten P (Abb. 7) verschwinden. Das Mittelfeld ist also beseitigt: $i = 0$. Setzt man dies in die oben abgeleiteten Gleichungen ein, so erhält man unmittelbar die entsprechenden Formeln für das Dreieckshängewerk, Tabelle 4. Auf einen im Endergebnis winzigen Unterschied sei aufmerksam gemacht, der sich in der Gleichung für μ befindet.

Im letzten Nennerglied erscheint $4h \text{tg}^2 \alpha \frac{J}{F''}$ an Stelle von $2h \text{tg}^2 \alpha \frac{J}{F''}$, was dadurch entsteht, daß aus zwei Hängestangen durch Zusammenschieben nur eine geworden ist und deren Querschnitt nach wie vor nur mit F'' (statt $2 F''$) bezeichnet ist.

Der Vollständigkeit halber sei bemerkt, daß ein Dreieckshängewerk, das ja (im Gegensatz zu trapezförmigen Hängewerken) auch bei Annahme gelenkiger Knoten als Dreiecksfachwerk-Gebilde stabil bleibt, in der Praxis oft als statisch bestimmt angesehen und berechnet wird was angenähert ebenso zutrifft wie die statisch bestimmte Berechnung jedes sonstigen normalen Fachwerkträgers mit ungestoßen über die Knoten durchgehenden Gurten.

Literatur:

1. S. Müller: Beiträge zur Theorie hölzerner Tragwerke des Hochbaues, I. Hänge- und Sprengwerke, Berlin 1907.
2. Melan: Brückenbau I., Leipzig und Wien 1910, 1922.
3. Seyller: Die Hänge- und Sprengwerke und ihre Einflußlinien, Leoben 1913.
4. Th. Paul: Der Bauingenieur 7 (1926) S. 986.
5. Seyller: Schweizer. Bauzeitung (1930) I S. 1.

Kurze Technische Berichte.

Eisenbahnbrücke

über den Hawkesbury-Fluß in Australien.

Die erste Eisenbahnbrücke über den Hawkesbury-Fluß in Neu-Süd-Wales, Australien, wurde im Jahre 1889 in Betrieb genommen; sie bildete das letzte Glied in der Strecke von Sidney nach Newcastle (Abb. 1). Sie bestand aus 7 etwa 120 m weit gespannten stählernen Fachwerkbalken mit Augenstäben im Untergurt, die Bolzen waren 18 cm stark.

Die Lasten auf den Pfeilerköpfen der alten Brücke wurden durch schwere Gußstahlsättel aufgenommen. Die Überbauten ruhten auf gemauerten Pfeilern, die die Gewichte auf Beton-Senkkasten übertragen. Der dem Tidewechsel ausgesetzte Teil des Mauerwerks besteht aus Trachyt und die obere Schicht aus Sandstein.

Schon bald nach Inbetriebnahme der Brücke stellte es sich als notwendig heraus, die Brücke sorgfältig zu überwachen, denn es machten sich beunruhigende Erscheinungen bemerkbar. Bereits 12 Monate nach der Eröffnung mußten die Baufirmen fehlerhaftes Material auswechseln. Zwischen Fangedämmen legte man Beton von minderwertigster Beschaffenheit bloß. Zum Teil bestand der Beton nur aus einer Mischung von Sand, Schlamm und etwas Zement. Zwischen 1890 und 1945 traten immer wieder Setzungen und seitliche Verschiebungen der Pfeiler auf. Die Oberkante eines Pfeilers war 14,5 cm flußabwärts verschoben. Naturgemäß hatten sich dabei auch Risse im Mauerwerk gebildet. Die Fahrgeschwindigkeiten der Züge mußten beträchtlich herabgesetzt und Gleisverschlingungen vorgenommen werden; das heißt, die Gleise wurden in der Mitte der Fahrbahn zusammengedrückt, um beide Gurte möglichst gleichmäßig zu belasten, so daß die Brücke nicht mehr gleichzeitig in beiden Richtungen befahren werden konnte. Untersuchungen ergaben, daß die Pfeiler pendelten, und daß die beweglichen Lager kaum noch richtig arbeiteten. Die Reibung zwischen den Rollen, die nur einen

Durchmesser von 10 cm hatten, und den Auflagerplatten war so groß geworden, daß die Bewegung nur noch in einem Gleiten bestand. Die Ergebnisse nahmen derart besorgniserregende Formen an, daß der Bau einer neuen Brücke unabwendbar erschien. Ein besonders stark in Mitleidenschaft gezogener Pfeiler mußte durch ein schweres eisernes Rahmenwerk gesichert werden. Bemerkenswert war, daß die Risse in einem der Pfeiler, die 1938 zur Ruhe gekommen schienen, sich im Jahre 1945 rasch erweiterten; das war 11 Monate vor Eröffnung der neuen Brücke.

Über einige Einzelheiten wurde bereits von Schleicher: Bauingenieur 24 (1949), S. 156, berichtet. Die dortige Abb. 1 zeigt den alten und den neuen Brückenzug. Über die geschweißte Stahlkonstruktion der neuen Brücke vergl. Seegers: Bauingenieur 25 (1950) S. 220.

Für die neue Brücke nahm man zunächst eine Auslegerkonstruktion an der flußabwärts gelegenen Seite der alten Brücke in Aussicht. Im Vergleich zu anderen Entwürfen scheiterte dieser Plan an der Höhe der Kosten: Außerdem sprachen dagegen die hier notwendige tiefe Fundierung. Eine Brücke an der Westseite gab die Möglichkeit, die meisten Pfeiler auf grobem Sand zu gründen. Allerdings waren bei dieser Linienführung an beiden Ufern Zugangstunnel in Kauf zu nehmen. Zum Schluß wählte man eine Trasse, die eine Gründung von 5 Pfeilern auf dem groben Sand zuließ, während die landseitigen Pfeiler im Druckluftverfahren bis zu einer Tiefe von 33 m unter Hochwasser auf Fels fundiert werden konnten. Man entschloß sich zu folgenden Spannweiten der Stahlüberbauten (von Süden): zwei von 43,6 m, einer von 135 m, vier von 102,5 m, einer von 135 m und einer von 43,6 m (Abb. 2). Das Vorland steigt an den Ufern ziemlich steil an. Der Querschnitt durch das Flußbett zeigt, daß der Fels an der tiefsten Stelle 87 m unter Hochwasser ansteht. Er ist überlagert durch Sedimente, die sich zusammensetzen aus schwarzem weichen Schlamm, aus reinem feinen Sand und aus reinem groben Sand. Die Oberfläche

dieser letzten Schicht liegt etwa 50 m unter Hochwasser; sie überlagert den Fels an den tiefsten Stellen um ein beträchtliches Maß. Bei der tiefen Lage des Felsgesteins mußten die mittleren Pfeiler auf dem groben Sand gegründet werden. Die Bohrungen in der Linie der gewählten Brücken-

die Schifffahrt bleibt eine freie Durchfahrthöhe von 12 m bei Hochwasser. Die Gesamtlänge der Brücke einschließlich des südlichen Betonüberbaues ergibt sich zu 823 m. Die Brücke verläuft geradlinig; beiderseits schließen sich Tunnelstrecken an. Die Pfeiler 3—7 sind auf grobem Sand gegründet, die Pfeiler 1, 2 und 8 auf Fels. Die Senkkasten haben Abmessungen von 15,2 m bei 8,8 m in den Schneiden gemessen, diese sind durchweg geschweißt. Die Decke der Arbeits- oder Baggerkammer ist durch eine Rahmenkonstruktion ausgesteift und in 8 Felder 3×3 m aufgeteilt. Um das Absenken zu erleichtern, sind sie in zwei Reihen zu je 4 Feldern angeordnet. Bis in die Arbeitskammern reichen 2 Sätze von Druckwasser- und Druckluftleitungen, die beim Absenken der Senkbrunnen in Tätigkeit gesetzt wurden. Die Luftleitungen waren so befestigt, daß die Luft zwischen den zu durchfahrenden Boden und die Kammer-Außenwände eingepreßt und dadurch die Reibung am Umfang vermindert werden konnte. Das Druckwasser hat in den Kammern den Boden aufgelockert und von den Wänden nach der Mitte des Kastens gespült. Die Außenwand der Senkbrunnen besteht aus Stahlbeton. Bei den Pfeilern 3—7 sind die Wände 30 cm dick bis zu einer Höhe von 27,3 m über den Schneiden. Über dieser Höhe ist die Wand auf 45 cm verstärkt. Für Pfeiler 8 beträgt dies Maß 30 cm bis zu einer Höhe von 9,4 m über den Schneiden. Der Bau dieses Pfeilers in der vergleichsweise geringen Tiefe ist ganz im Druckluftverfahren durchgeführt. Die 8 Ausschachtungsrohre jedes Senkbrunnens haben bis zu einer Höhe von 27 m über den Schneiden einen inneren Durchmesser von 3 m; darüber sind die Rohre unter Einschaltung eines Paßstückes auf 2,7 m eingezogen. Für die Luftkontrolle in den Rohren waren während des Absenkens in die domartigen, in Form von abgestumpften Kegeln ausgebildeten Aufbauten, Ventilkappen eingebaut. Nach Entfernen von Deckplatten und nach Einschalten von Übergangsstücken wurden Luftscheulen auf jedem Rohr in Benutzung genommen. Die Dome sollten das Gleichgewicht der Senkbrunnen beim Abschleppen und im ersten Stadium des Absenkens regeln. Es wurde so vorgegangen, daß zwei diametral gegenüberstehende Rohre gleichzeitig mit der Außenluft in Verbindung gebracht wurden, bevor der Brunnen sich auf das Flußbett aufsetzte, während sich der Druck in den übrigen 6 Rohren nicht änderte. Nach Erreichen der Gründungstiefe erhielten die Brunnen oberhalb der Schneidenkammer, die mit dem durchfahrenen Sand gefüllt blieb, einen Betonkern von 2,7 m Dicke, auf den bis zum Übergang des 3 m we-



Abb. 1. Übersichtsplan.

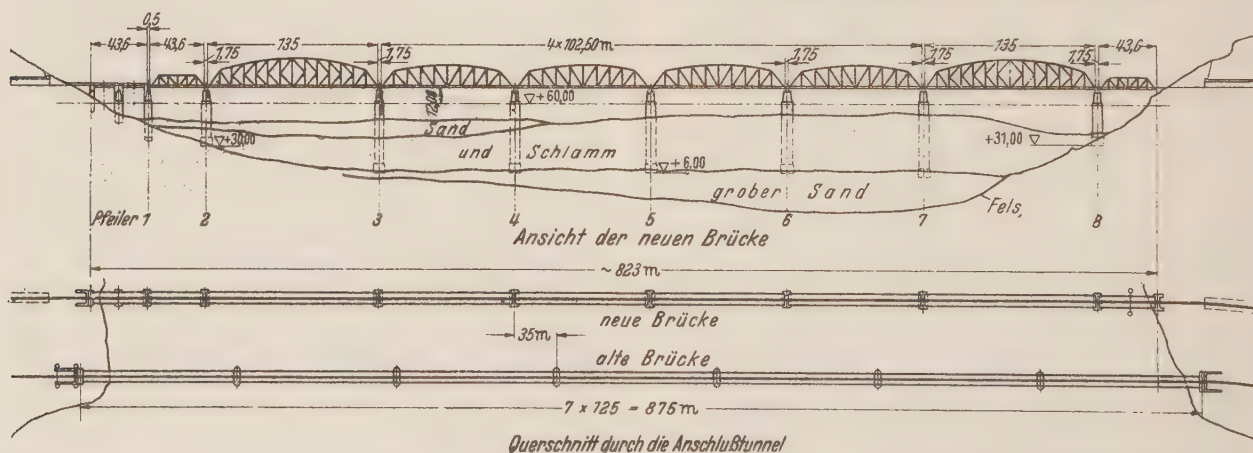


Abb. 2. Plan der neuen und der alten Brücke.

achse ergaben, daß sich das Flußbett im Gleichgewichtszustand befindet und Verschiebungen der Pfeilerfundamente nicht zu befürchten sind. Die Breite des Flusses beträgt etwa 820 m und die Tiefe der Hauptrinne 13,6 m. Der Fluß liegt im Tidegebiet; der Unterschied zwischen den je beobachteten höchsten und niedrigsten Wasserständen ist 2,3 m.

Die Brücke nimmt 2 Gleise in 3,7 m Abstand auf. Die lichte Weite zwischen den Hauptträgern mißt 8,5 m und die lichte Durchfahrthöhe über den Schienen 6 m. Für

eine Verkehrslast von 4,5 t auf den laufenden Meter Gleis. Besondere Sorgfalt ist auf die Auflagerung der Brücke verwandt im Hinblick auf die schlechten Erfah-

ten Rohres auf das 2,7 m weite Rohr eine Sandschüttung folgte; dann kam wieder ein Betonklotz von 4,5 m Stärke, und der restliche Raum nahm Wasser auf (Abb. 3).

Die Überhöhung bei der Montage der Überbauten ist berechnet für eine Durchbiegung durch die Eigenlast und durch

rungen mit der alten Brücke, aus deren Unzulänglichkeit man wertvolle Schlüsse auf die Anordnung der beweglichen Auflager der neuen Brücke zog. Die Zahl der Rollen wechselt je nach den Überbauten zwischen 7, 6 und 5. Die genaue Lage der Rollen zwischen den Gurtplatten und den Rollbahnen war sicherzustellen. — Gußstahlplatten umschließen die Rollen und Führungsbleche, und ein Ölabschluß verhindert das Eindringen von Staub und Salzwasserspritzern. Unter Zuhilfenahme von zwei 430 t Pressen lassen sich Setzungen der Pfeiler ausgleichen.

Aufbau der Schneiden und Absenken der Senkbrunnen.

Die Schneiden der Brunnen, deren schwerste Teile 7,5 t wogen, sind auf einem Helgenwagen zusammengeschweißt und mit der Deckenträgerkonstruktion der Arbeitskammer verbunden. Jedes Rohr erhielt den schon erwähnten domartigen Aufbau. Der Helgenwagen bestand aus einer waagrechten, stark versteiften Holzkonstruktion, die auf Rädern lief. Die Helgenbahn reichte in einer Neigung von 1 zu 10 bis zur Tiefe von 3,65 m unter Mittelwasser. Nach dem Stapellauf wurden die Arbeitskammern bei halber Tide abgeschleppt, auf der Baustelle für die Senkbrunnen schwimmend festgelegt und dort die Dome mit beweglichen Luftschläuchen zur Regelung des Luftdrucks in den Brunnen versehen. Der Weiterbau bedingte einen gut geschützten Arbeitsplatz, der gegen Strömungen und widrige Winde Schutz gewährte. Der Platz war durch Führungsgerüste umgrenzt, er hatte Verbindung mit dem Ufergelände. Die Wassertiefe betrug 10 m bei Niedrigwasser. Im ersten Stadium des Aufbaus wurden die Zwischenräume zwischen den aufgehenden Wänden und den Schneiden unter Zuhilfenahme von Gleitschalung ausbetoniert. Hierauf konnten die Brunnen in den Fluß verholt und dort verankert werden. Nach Ablassen der Luft aus den Domen ließen sich die Brunnen langsam absenken und weiter aufbauen, bis die Schneiden die Fußsohle erreichten. Der Druck in den Rohren mußte so geregelt werden, daß sich die Brunnen bei steigendem Wasser nicht wieder abhoben. Der Übergang vom schwimmenden Zustand zum vollen Aufsitzen war immer durch Baggern in 2 Rohren zu erreichen, während der Druck in den anderen 6 Rohren erhalten blieb. Zum Schluß sind alle 8 Dome abgebaut und die Bodenmassen so tief wie möglich in gewohnter Weise durch offene Baggerung bis unter die Schneiden beseitigt. Dann mußten, um die vorgesehene Gründungstiefe zu erreichen, die Dome wieder aufgebaut und der Druck in jedem Rohr langsam auf 1,7 kg/cm² gebracht werden. Das Ausströmen des Wassers unter den Schneiden hindurch verringerte die Reibung am Umfang der Rohre. Hierauf wurde die Luft aus allen Rohren durch gleichzeitiges Öffnen der großen Klappenventile auf den Decken der Dome ausgeblasen, wodurch der Sand und der Schlamm sich auflockerten und die Brunnen weiter absackten. Nach Erreichen der vorgesehenen Tiefe war noch der Boden im unteren Teil der Rohre unter Wasser einzuebnen, ein 2,7 m starker Betonklotz unter Verwendung von Klappkübeln einzubringen und bis zu 26 m über den Schneiden grober Sand einzufüllen. Dann ließ sich das Wasser aus den Rohren abpumpen. Auf den Sand betonierten man zunächst einen 1,5 m starken Betonklotz, den man noch durch einen 3 m dicken Klotz verstärkte. Die Sandfüllung unter dem Betonabschluß kann sich natürlich setzen; die Möglichkeit, den sich bildenden Hohlraum wieder auszufüllen, besteht nicht, die Homogenität des unteren Brunnenschachts bleibt also nicht unbedingt gewahrt; das wird jedoch für unbedenklich gehalten. Der obere Teil der Rohre bleibt ständig mit Wasser gefüllt. Die Absenkungen gingen nicht immer glatt vonstatten; verschiedentlich verschoben sich die Senkbrunnen während des Bauvorganges. Es kamen Verankerungen ins Treiben, und die Pfeiler gerieten in Bewegung. Die Schneiden mußten dann durch Einpressen von Luft in die Rohre wieder von dem weichen Boden abgehoben und in den umschließenden Boden gedrängt werden, um diesen aufzulockern. Die Hauptschwierigkeit entstand beim Abbaggern des festen schwarzen Schlammes, der innerhalb der Schneiden durch Wasserspülung allein nicht aufgerührt werden konnte. Die Baggereimer mußten zur Erleichterung der Arbeiten mit Zähnen versehen werden. Mit Rücksicht auf die Weite der Brunnen und die vergleichsweise geringen Ab-

messungen der Baggereimer gingen die Arbeiten nur langsam voran. Die beste Leistung erzielte man bei einem Brunnen, der in einer Woche 4,25 m hinuntergebracht werden konnte.

Das Absenken der auf Fels gegründeten Pfeiler 2 und 8 vollzog sich unter Anwendung des Druckluftverfahrens, sobald man mit offener Bauweise nicht weiter kam. Der Fuß der Schneiden reichte bis zu 2,4 m in den gewachsenen Fels. Der Felsabbau gestattete, in der Arbeitskammer einen Schlitz von 1 m für die Schneide auszustemmen. Die Luftschleuse wurde dann entfernt, und es gelang unter Wasserhaltung eine Dichtung auszuführen. Die Schneide

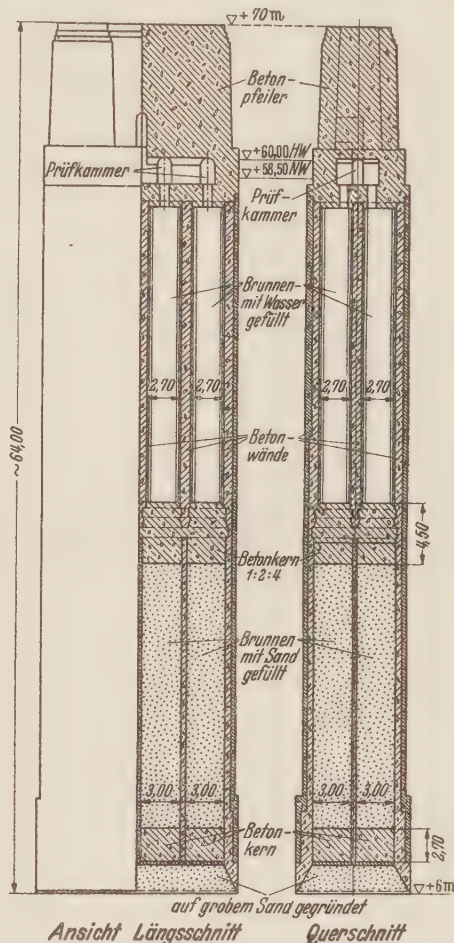


Abb. 3. Pfeiler und Senkbrunnen.

bettete man in ein 1 m starkes Betonlager im Mischungsverhältnis von 1:1,5:3 auf einer Blei-Unterlage. Beim Pfeiler 8 waren besondere Vorsichtsmaßnahmen geboten, um ein Gleiten des Pfeilers auf der geeigneten Felsoberfläche zu vermeiden. Wenn die Preßluft aus 2 Rohren, in denen die Baggerungen begannen, abgelassen war, mußte der Druck in den übrigen 6 Rohren so weit verstärkt werden, daß der Gesamtdruck gleich dem vorher in den 8 Rohren herrschenden war und die Schwimmfähigkeit des Pfeilers erhalten blieb. Nach Säuberung der Felsoberfläche wurde er unter langsamer Verminderung des Druckes abgesetzt.

Stählerne Überbauten.

Das Vorland am Hawkesbury Fluß in der Nähe der Brückenbaustelle fällt steil ab, und es ist deshalb für den Zusammenbau einer Brücke ohne Sondermaßnahmen ungeeignet. Man wählte eine Stelle am nördlichen Ufer, unmittelbar westlich der zu erstellenden Brücke. Drei Einschnitte wurden für die Pontons, auf denen die Überbauten an ihre Verwendungsstelle befördert werden sollten, ausgeschachtet. Der Abstand der Einschnitte gestattete, daß sowohl die 102,5 m als auch die 135 m weit gespannten Brücken auf die Pontons abgesetzt

werden konnten. Es standen elektrisch angetriebene 20 t Krane auf verschiedenen hohen Laufbahnen zur Verfügung. Anfang 1944 begann der erste Zusammenbau. Zuerst hatte man beabsichtigt, die Brückenkonstruktionen auf die Pfeiler abzusetzen, bevor diese bis zur endgültigen Höhe hochgeführt waren. Man wollte die Träger mit Hubtürmen entsprechend dem Fortgang der Arbeiten an den Pfeilern allmählich anheben. Schließlich entschloß man sich, die Brücken auf dem Montageplatz gleich in ausreichender Höhenlage zusammenzubauen. Bei dem ersten Plan, sie auf den Pfeilern nach und nach hochzuwinden, wäre die Breitseite längere Zeit dem vollen Winddruck ausgesetzt gewesen. Als man auf dem gewählten Montageplatz eine Höhe von 7,6 m erreicht hatte, mußte man die Brücke vorübergehend auf Stahlgerüste abstützen. Die mit einem Holzaufbau versehenen Transportpontons hatten eine Länge von 30 m und eine Breite von 12 m. Jeder Ponton trug 2 zylindrische stählerne Ballasttanks von 2,7 m Durchmesser und 23,4 m Länge; er faßte 150 t Wasser. Nach Entleeren der Tanks erhöhte sich der Freibord der Pontons um 82,5 cm. Für das Ausfahren der Pontons gaben die selbstschreibenden Pegel in der Nähe der Baustelle und die von der Hafenverwaltung in Sydney vorausgesagten Tidehöhen den nötigen Anhalt. Bei fallendem Wasser wurden die Pontons in die Schlitze eingefahren; sie blieben bei weiter abfallendem Wasser durch Ablassen von Wasserballast in schwimmendem Zustand. In höchstens 15 Minuten wurde die Brückenkonstruktion mit den Pontonaufbauten verbunden. Mit steigendem Wasser fuhren die Pontons aus. Beim Transport ließ sich die Bewegung durch Drahtseile, die an Ankerklötzen festgemacht waren, genau regeln. Das Einfahren der Überbauten ging glatt vonstatten, da man die Tiden, die Querströmungen und die Wasserwirbel sorgfältig in Rechnung gestellt und außerdem Modellversuche gemacht hatte. Ein Bild vom Einschwimmen eines Überbaus findet man in dem Bericht von See-gers: Bauingenieur 25 (1950) S. 220.

Bei dem geringen Abstand des Pfeilers 8 vom Vorland wich man beim Aufbau der letzten Brücke von dem beschriebenen Verfahren ab. Man baute die Brücke auf dem festen Land zusammen, schob sie in ihrer Längsrichtung so weit vor, daß sie durch einen Ponton abgefangen werden konnte. Beim Abschleppen schob sich hinter den ersten Ponton ein zweiter ein, der die Last mit dem Landwiderlager zusammen übernahm, nachdem der erste Ponton bis an den Pfeiler herangefahren, geflutet und herausgeschleppt war. Bei fallendem Wasser ließ sich dann die Brücke auf die Pfeiler absetzen.

Im Jahre 1946 wurde der Verkehr über die neue Brücke eröffnet. Erwähnenswert ist noch, daß die Bauarbeiten fast während der ganzen Bauzeit in den Kriegsjahren durchgeführt werden mußten. [Nach A. C. Fawcett in Journal of Inst. Civil Engineers, 32 (1949) S. 419--460.] Erich Bunnies, Hamburg.

Wiederaufbau der Lekbrücke bei Vianen (Holland).

Der 160 m weit gespannte Hauptüberbau der 1933—36 erbauten Brücke im Zuge der Straße Utrecht—Hertogenbosch stürzte im Februar 1945 durch Entzündung einer Sprengladung während eines Bombenangriffs ein. Die Flutüberbauten (auf jedem Ufer 4×42,6 m Spannweite) wurden dabei ebenfalls schwer beschädigt. Unmittelbar nach dem Einsturz wurde durch die Trümmer ein Schiffsdurchlaß gesprengt, wodurch die Zerstörungen in der Stahlkonstruktion noch weiter vergrößert wurden. Nach Abschluß der Kampfhandlungen wurde die Räumung der Brückentrümmer begonnen und bis zu 200 t schwere Stücke der Überbauten durch Schwimmkrane gehoben und an Land gesetzt, um dort zur Wiedergewinnung noch brauchbaren Materials zerlegt zu werden. Seit dem Frühjahr 1946 konnte die Schifffahrt die Brückenstelle wieder ungehindert passieren. Es dauerte jedoch bis zum Ende desselben Jahres, bis alle Trümmer aus dem Flußbett entfernt waren. Etwa zum gleichen Zeitpunkt waren die beschädigten Flutbrücken wieder instandgesetzt.

Der Wiederaufbau der 160 m-Öffnung erfolgte — schon mit Rücksicht auf die Wiederverwendung des geborgenen Materials — in der alten Bauweise als Zweigelenkbogen mit Zugband. Für die Montage wurde im Scheitel ein drittes Gelenk eingeschaltet, das nach Aufbringen der ständigen Last geschlossen wurde. Von den insgesamt erforderlichen 2400 t Stahlkonstruktion konnten 1250 t aus alten Teilen wiederverwendet werden. Beim Neumaterial waren 700 t Baustahl St 52, dessen Beschaffung große Schwierigkeiten machte, so daß erst im April 1948 alle erforderlichen Materialien verfügbar waren. Da ab Dezember mit Eisgang, bei dem die provisorische Schiffbrücke entfernt werden mußte, zu rechnen war, mußte die Bauzeit eingeschränkt werden.

Im Gegensatz zur Montage im Jahre 1935, bei der auf Rüstbrücken montiert worden war, wählte man daher jetzt einen Bauvorgang, bei dem alle Stücke mit Schwimmkranen eingesetzt wurden und nur zwei Montageunterstützungen nötig wurden. Jede dieser Unterstützungen bestand aus zwei 2,5 m breiten Spundwandpfeilern mit

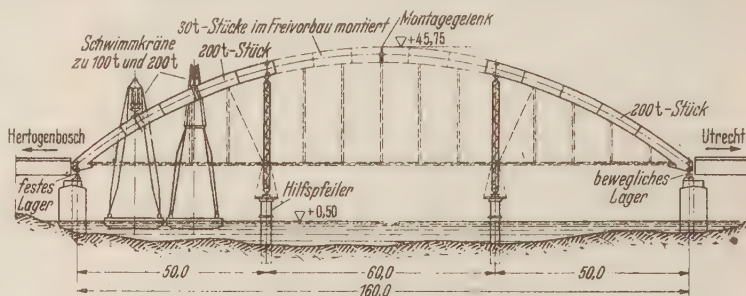


Abb. 1. Montageübersicht.

0,8 m hoher lastverteiler Stahlbetonplatte und einer darauf stehenden Pendelwand. Die Stiele dieser Pendelwände wurden mit maximal 500 t belastet und bestanden aus Trägern, die später in der Brücke als Längsträger Verwendung fanden. Zwischen beiden Montagejochen war eine 54 m breite Schifffahrtsöffnung; die Jochmitten lagen 50 m von den Pfeilern entfernt (Abb. 1).

Die Stahlkonstruktion für die Bogenstücke zwischen Endlagern und Hilfsstützen wurde in acht Teilen zu je rd. 100 t in Utrecht zusammengebaut und auf je zwei Schuten verladen an die Baustelle transportiert. Hier wurden die Stücke auf den Schuten mit Hebschrauben so gehoben und ausgerichtet, daß je zwei zusammengehörige Teile vernietet werden konnten. Die vier so entstehenden 200 t schweren Stücke waren 55 m lang und wurden von zwei Schwimmkranen auf Endlager und Montagestütze gesetzt. Am 1. 9. 48 waren die ersten Bogenstücke an der Baustelle eingetroffen und bereits am 17. und 19. desselben Monats wurden die vier großen Stücke eingesetzt. Anschließend wurden mit einem anderen Schwimmkran die Verbände zwischen den Bögen und die Hängestäbe mit den daran hängenden Teilen des Zugbandes montiert. Um die Montagestützen nicht zu hoch zu belasten, wurde die Fahrbahn zunächst fortgelassen.

Mit demselben Schwimmkran folgte nun der Freivorbau von beiden Seiten auf je 30 m bis zu den Scheitellagen. Die Tragfähigkeit des Krans war 30 t; um für den Einbau der Verbände weit genug über die Bögen hinüberfassen zu können, hatte der Ausleger noch einen Schnabel mit 5 t Tragfähigkeit. Durch Verlängerung hatte man den Ausleger auf eine Höhe von 46 m gebracht. Die einzubauenden Bogenstücke hatten Anhängesösen, damit sie in der richtigen Lage am Kran hingen. Diese Aufhängung war so angebracht, daß sich zuerst die Obergurte berührten. Der Stoß im Obergurt wurde dann mit einem Windenseil zusammengezogen und verbunden. Der Untergurt wurde durch Ablassen des Stückes geschlossen. Trotz der großen Höhe brauchte man für den Anbau eines Stückes einschließlich der Vorbereitung des Stückes auf der Schute nur vier Stunden. Anschließend wurden auch hier Verbände, Hänger und Zugband montiert. Während der Montage des Mittelteiles lag die Schifffahrt zwischen den Hilfs Pfeilern und den Ufern.

Um die unvermeidlichen Ungenauigkeiten ausgleichen zu können, hatte man zwischen den Hälften der Scheitellagen 0,8 m Spielraum vorgesehen. Durch Verschieben

der entsprechend weiter rückwärts montierten Brückenhälfte mit dem beweglichen Lager konnten — bei entsprechender Schrägstellung der betreffenden Pendelwand — 0,5 m beseitigt werden. Zum Ausgleich horizontaler Abweichungen waren die Pendelwände auf den Hilfspfeilern querverschieblich gelagert. Nach genauem Ausrichten wurde das Zugband in der Mitte geschlossen und die Pendelwände abgesenkt. Hierbei kamen die Hälften der Scheitelgelenke in Eingriff und die Brücke wurde selbsttragend. Die Montageunterstützungen wurden dann abgebrochen und die Fahrbahn montiert.

Um den Verkehr so schnell wie möglich überführen zu können, wurde über die montierte Fahrbahnkonstruktion eine Bailey-Brücke gelegt, und zwar so hoch, daß darunter die Fahrbahn fertiggestellt werden konnte. Auf dieser Brücke wurde einspurig am 23. 12. 48 — also knapp 16 Wochen nach Ankunft der ersten Bogenteile an der Baustelle — der Verkehr eröffnet. Die Fertigstellung der Fahrbahn zog sich noch sechs weitere Monate hin, jedoch brauchte der Verkehr nicht mehr unterbrochen zu werden. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 395.]

Karl Heinz Seegers, Gustavsborg.

Verfestigung feinkörniger Böden durch Tiefdränage.

(Das Verfahren Kjellman-Franki.)

Das Verfahren, das einige Vorläufer gehabt hat, wurde bereits durch Kjellman beschrieben [1]. Es war bekannt, daß zwischengelagerte Sandschichten die Konsoli-

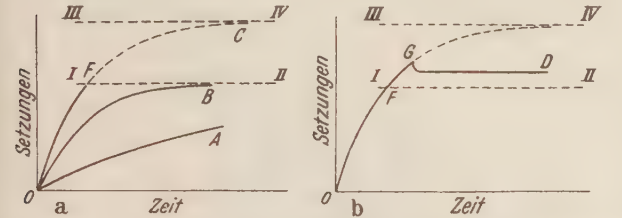


Abb. 1. Prinzip der vorübergehenden Auflast. OA Setzungskurve ohne Dränage und ohne Auflast, OB mit Dränage aber ohne Auflast, OC mit Dränage und Auflast, OFGD mit Dränage und vorübergehender Auflast. Der Punkt G entspricht deren Wegnahme.

dierung feinkörniger Böden, sogar Ton, beschleunigen [2] u. [3]. Auch lotrechte Sanddränagen durch Ausfüllen von Bohrlöchern in feinkörnigen Böden mit Sand wurden hierfür bereits angewandt. Sie sind u. a. in [4]



Abb. 2. Querschnitt einer Pappdränage, Typ Kjellman-Franki. Neueste Ausführungsart, die nur aus 2 Teilen besteht.

als Mittel zur schnellen Abführung des überschüssigen Porenwassers beschrieben. Einen Fall, in dem die Anwendung dieses Verfahrens möglich gewesen wäre, aber vermutlich wegen des Fehlens der Erfahrungen und der Geräte noch nicht zum Zuge kam, beschreibt A. Casagrande [5].

Diese wenigen Andeutungen sollen zeigen, wie sehr die Praxis auf eine gut durchdachte ambulante Einrichtung zur Tiefdränage sehr feiner Böden, die sich nur langsam verfestigen, gewartet hat. Hauptziel des Verfahrens von Kjellman-Franki ist die Vergrößerung der Durchlässigkeit des Bodens in vertikaler Richtung durch Einführen von Dränagen über die ganze Höhe der zu verfestigenden Lage. Dabei kann man den Vorgang noch beschleunigen durch eine vorübergehende Belastung des Geländes. Aimont [6] gibt Berechnungsgrundlagen und Diagramme, die gestatten, die wichtigsten Koeffizienten, die Dichte und den Durchmesser der Dränagen zu bestimmen. Der Einfluß einer vorübergehenden Überbelastung, z. B. durch Aufschütten von Baggersand, wird in Abb. 1 dargestellt. Den Querschnitt der

Pappkartondränage, wie sie heute ausgeführt wird, zeigt Abb. 2. Durch Aufgrabung von Kartondränagen, die bereits zwei Jahre im Boden gelegen hatten, wurde festgestellt, daß die Verwitterung sehr langsam vor sich geht und die Dränagen nach dieser Zeit noch voll brauchbar waren.

Die Ausführung erfolgt in der Weise, daß ein doppeltes Kartonband von 10 cm Breite und 3 mm Dicke in Bändern von 400 m Länge geliefert und mit einem Vortreibrohr lotrecht in den Boden eingepreßt wird. Das Pappkartonband enthält runde Längsröhrchen, in denen das durchgesickerte Wasser nach oben steigen und abfließen kann. Die zum Eindringen verwendete Maschine zeigt Abb. 3. Der Arbeitsgang ist in verschiedenen Stadien in Abb. 4 dargestellt. Im Laboratorium hat man festgestellt, daß die Durchlässigkeit des Dränagebandes durch den Druck des Tones nicht wesentlich verringert wird. Der Karton wirkt wie ein Docht. Der Durchflußquerschnitt des verwendeten Kartonbandes ist ungefähr gleichwertig mit dem eines kreisförmigen Röhrchens von 2,5 cm Halbmesser. Nach dem Eindringen des Kartonbandes wird das Futterrohr wieder gezogen. Das Gewicht der Maschine zum Einführen der Bänder (Abb. 3) beträgt 28 t. Sie gestattet, Dränagen von 20 m Länge einzubringen. Die Maschine ist fahrbar, und zwar gummi-bereift. Sie kann jedoch auch auf sehr weichem Boden auf besondere Unterstüzungen (Kufen) abgesetzt werden. Als Leistung wird angegeben, daß auf einer Baustelle in Schweden in einem Arbeitstag von 8 Stunden 340 Dränagen von 2—10 m Länge eingeführt wurden.

Die vorübergehende Überbelastung des Bodens kann nach Vorschlag von Kjellman auch durch eine „Depressionsmethode“ ersetzt werden. Dabei wird der



Abb. 3. Maschine bei der Arbeit auf dem Werk bei Halmstön. Man sieht die oberen Enden der Dränage (d), die den Boden markieren, sowie die zwischen den Rädern der Maschine angebrachten Kufen, die beim Einsinken der Räder gestatten, die Maschine abzufangen.

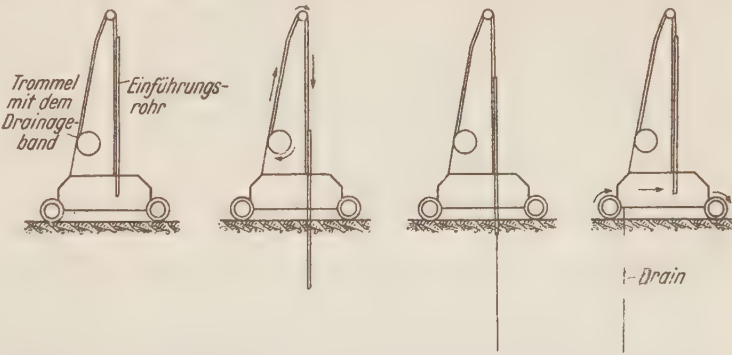


Abb. 4. Einbringungsverfahren der Dränagen in den Boden. Die Maschine arbeitet schnell und ähnelt einer Nähmaschine. Das Kartonband mit der Röhre nach seinem Eindringen in den Boden. Das Rohr wird hochgezogen, das Band bleibt unbeweglich im Untergrund und bildet die Dränage. 1. Maschine in Arbeitsstellung, 2. Rohr und Kartonband dringen zu gleicher Zeit in den Boden ein, 3. das Kartonband bleibt im Boden, bis das Rohr zurückgezogen ist, 4. die Dränage ist fertig, die Maschine geht zum nächsten Arbeitsplatz.

Boden mit einer Membrane bedeckt und darunter evakuiert. Bei etwa 80 % Vakuum entspricht das einer Auflast von etwa 5 m Sand. Abb. 5 gibt einen Vergleich der Bodenverfestigung mit und ohne Tiefdrainage, alternativ auch mit vorübergehender Auflast. Das Verfahren bewirkt in überzeugender Weise die Beschleunigung der Konsolidierung feiner, auch toniger Böden. Die Erfindung und die Ausführungsweise sind genial und zweckmäßig. Das Prinzip ist einleuchtend, das Gerät sehr gut durchgearbeitet, aber wahrscheinlich ziemlich teuer. Die Anwendungsmöglichkeiten, die in Schweden und Amerika

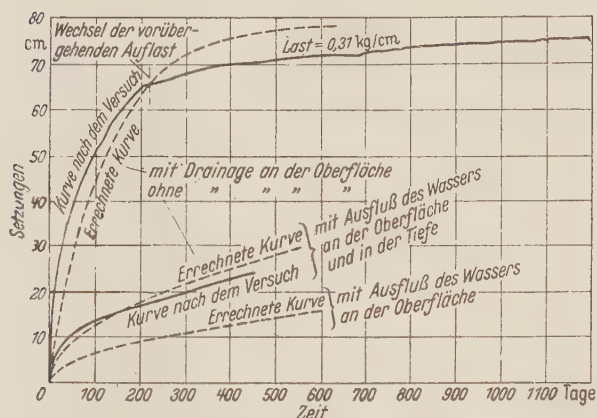


Abb. 5. Vergleichende Darstellung der Bodenverdichtung mit und ohne Tiefdrainage. Auflast 4,5 t/cm².

ohne Zweifel oft vorhanden sind, werden bei uns nur gering sein. Dennoch sollte man sich dieses Verfahren für geeignete Fälle vormerken. Die Schäden, die besonders in Amerika bei der Hinterfüllung von Kaimauern mit feinkörnigen Böden unvermeidlich waren, können durch diese Art der Tiefdrainage vermieden werden. Das Verfahren soll wesentlich wirtschaftlicher sein als die früher gebräuchlichen Sanddrainagen.

W. Loos, Karlsruhe.

Literatur.

1. Kjellman: Proc. II. Internat. Konferenz Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotterdam. Band III. Man vergl. auch Bauingenieur 24 (1949) S. 247, 281 und 317.
2. Veröffentl. Degebo, Heft 3, Berlin 1932, S. 10 und 11, Abb. 6a.
3. Die Autobahn (1934), S. 415, Abb. 1c.
4. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 74 (1948), S. 93–100.
5. Casagrande, A.: Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport, Harvard Univ. Publ. from the Grad. School of Engg. Series No. 33, 1948/49 (Flughafen Boston).
6. Aimont, E.: La Technique des Travaux 25 (1949), S. 297–304.

Aus der in- und ausländischen Baumaschinen-Industrie.

I.

Trotz der erdrückenden Fülle von Zerkleinerungsmaschinen — schon Bonwetsch erwähnt in seiner Arbeit „Antriebsverhältnisse und das Kräftespiel an Backenbrechern, insbesondere an Großbrechern“¹, 221 Ausführungsformen der bekanntesten Firmen — die der Bauindustrie für ihre Aufbereitungsaufgaben zur Verfügung stehen, hat die Verwertung des Trümmergutes Probleme aufgeworfen, für deren Lösung neue Wege von der Maschinenindustrie gesucht worden sind.

Vier Dinge stehen dabei im Vordergrund:

1. der unerwartet hohe Verschleiß der Brechwerkzeuge bei der Verarbeitung von Ziegel- und insbesondere Sandsteinbruch,
2. die Neigung des Brechgutes, bei feuchtem Wetter den Brechrumpf zu verstopfen,
3. die den Brecher gefährdenden Eiseneinschlüsse und
4. der hohe Anfall von meist mehr als 18 % Feinsand 0/3 mm, den man bei der Verarbeitung des Ziegelsplitts zu Einkornbeton für Betonsteine oder Schüttbeton meist als wirtschaftlichen Ballast ansehen muß.

¹ Mitt. Forschungsinstitut f. Maschinenwesen beim Baubetrieb, Heft 5, Berlin 1933.

Es soll dabei heute nur von der meist üblichen zweistufigen Zerkleinerung gesprochen werden; einem späteren Beitrag bleibt es vorbehalten, auch auf Neuerscheinungen bei der einstufigen Zerkleinerung einzugehen.

Der übliche Aufbereitungsprozeß bei der Trümmerverwertung unterscheidet die Vorsortierung zur Abscheidung der etwa 50 % Feinschutt < 40 mm. Dann wird geklaubt und vorgebrochen. Das gesamte Brechgut geht zur Nachsortierung, wo es in die Korngrößen 0/3, 3/7, 7/15 und 15/30 mm zerlegt wird. Der Überlauf und evtl. nach Bedarf weitere Teile des Grobgutes werden einem

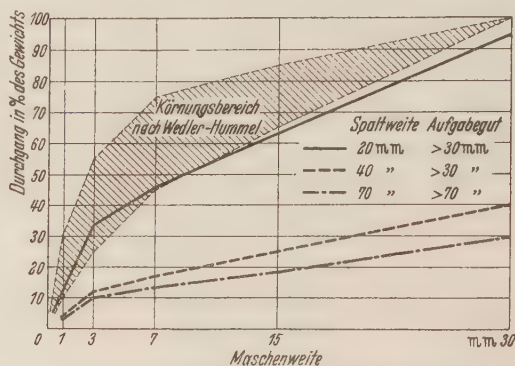


Abb. 1. Brechergebnisse von Schlagbrechern

Nachbrecher zugeführt. Das Verfahren hat durch die Regelung der Spaltweiten von Vor- und Nachbrecher sowie die wahlweise Zugabe von Grobkorn 15/30 zum Nachbrechgut den Vorzug einer großen Anpassungs-

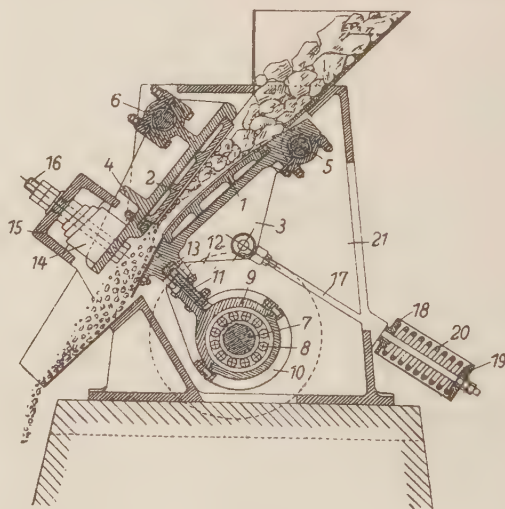


Abb. 2. Aufbau des Stahlguß-Schlagbrechers Bauart Krupp-Grusonwerk (Sowjetische Maschinenbau AG.).

- | | |
|-------------------|---------------------------|
| 1 Schwingbacke | 12 Druckplatten-schrauben |
| 2 Festbacke | 13 Druckplattenlager |
| 3 Schwingen | 14 Überlastungsfeder |
| 4 Schlagwand | 15 Federbügel |
| 5 Schwingenachse | 16 Federbolzen |
| 6 Schlagwandachse | 17 Rückholstange |
| 7 Pleuellager | 18 vorderer Federteller |
| 8 Pleuel | 19 hinterer Federteller |
| 10 Pleueldeckel | 20 Rückholfeder |
| 11 Druckplatte | 21 Gehäuse |

fähigkeit an wechselnde Betriebsanforderungen infolge schwankender Eigenschaften des Aufgabegutes oder sich ändernder Wünsche der Abnehmer.

Das ehemalige Krupp-Grusonwerk in Magdeburg-Buckau hat zwei Brechertypen entwickelt, die den Bedürfnissen der Trümmernaufbereitung in ganz besonderem Maße entsprechen. Sie werden jetzt von Stahlbau-Rheinhausen und der Sowjet. Maschinenbau AG. in Magdeburg gebaut; es handelt sich dabei um den Schlag- und den Symonsbrecher.

Während der erstere als Vor- oder Nachbrecher verwendet werden kann, kommt der letztere wohl nur als

Tabelle 1. Schlagbrecher

Fabrikat		Vorbrecher						Nachbrecher				
		Rheinhausen					Krupp-Gruson	Rheinhausen				
		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5		Nr. 1n	Nr. 2n	Nr. 3n	Nr. 4n	Nr. 5n
Type		Stahlplatten					Stahlguß	Stahlplatten				
Art des Brechergehäuses	—											
Brechmaul Länge	mm	180	224	280	355	450	450	100	125	140	160	180
Breite*)	mm	315	400	500	630	800	800	315	400	500	630	800
Aufgabe-Stückgröße bis	mm	150	200	240	300	400	350	80	100	120	130	150
Spaltweite veränderbar von ÷ bis	mm	15—50	20—60	20—60	25—70	30—80	0—100	8—15	10—30	10—30	12—35	15—40
Leistung bei 40 mm Spaltweite	m³/h	—	—	—	—	—	20—25	—	—	—	—	—
50 ÷ 60 mm Spaltweite	m³/h	6—8	10—12	15—20	25—30	40—50	—	4,5	6—8	10—12	15—18	20—25
Kraftbedarf	PS	8	12	20	30	50	30	8	12	20	30	50
Riemenscheiben, Durchmesser	mm	500	500	720	800	1000	1 300	500	500	720	800	1 000
Breite	mm	85	110	130	200	250	100	85	100	130	200	250
Drehzahl von ÷ bis	min ⁻¹	380	360	335	310	295	330	400	380	355	330	315
Größe Länge	mm	1400	1800	2300	2700	3 200	3 150	1400	1800	2000	2300	2 600
Breite	mm	1150	1300	1520	1700	2 050	2 250	1150	1300	1520	1700	2 050
Höhe	mm	950	1100	1380	1650	1 950	2 000	950	1050	1200	1300	1 500
Gewicht	kg	2400	3200	5100	7600	15 800	25 500	2400	3200	4500	6200	12 100

*) parallel zur Antriebswelle

Nachbrecher in Frage. Beiden Brechern gemeinsam ist die Zertrümmerung des Brechgutes durch den Schlag, also die dynamische Zerkleinerung, im Gegensatz etwa

sonders geeignet für die Verarbeitung von Trümmergut, bei dem trotz Auslesens und Magnetscheiders Eiseneinschlüsse immer einmal in den Brecher gelangen werden. Der Schlagbrecher stellt dabei gewissermaßen die absatzweise arbeitende Ausführungsform des Symonsbrechers dar.

Der Schlagbrecher mit einem Maulbreite- zu Maullänge-Verhältnis von 1,8 : 1 bzw. 3,5—4,5 : 1 als Grob- und als Feinbrecher ausgeführt, arbeitet mit einem etwa 45° schräg liegenden Brechmaul (Abb. 2 u. 3). Während bei der älteren Kruppschen Stahlgußausführung die obere Brechbacke analog dem Brechgehäuse des Symonsbrechers mit Federn abgestützt gelagert ist, arbeitet die neue aus Stahlplatten geschweißte Konstruktion von Stahlbau-Rheinhausen mit einer festen im Brechgehäuse abgestützten Brechbacke. Den Überlastungsschutz übernimmt hierbei die bewegliche Brechschwinde. Diese wird nämlich über einen Querbalken 11 durch eine mittels einer Überlastungsfeder 10 längs-elastische Zugstange angetrieben. Die Stahlgußbauart arbeitet dagegen mit einer starren, mittels Pendelrollenlager auf der Exzenterwelle gelagerten Schubstange. Bei 300—400 Umdr. je Min. und verhältnismäßig großem Hub werden erhebliche Schlagwirkungen erzielt. Infolge des nach dem Austragspalt zunehmenden Hubes wird das Brechgut auseinandergezogen und, ohne Kauen oder Verstopfen mit hohen Leistungen ausgetragen. Der lange parallel begrenzte Austragspalt sorgt für eine gute Kalibrierung und einen kubischen Bruch. Bei einem Zerkleinerungsverhältnis bis 35 : 1 liegt die spezifische Leistung mit 3—4 m³/h^t etwa doppelt, der spezifische Kraftverbrauch mit 1 PS/m³h etwa halb so hoch wie bei den normalen Backenbrechern. Tab. 1 gibt über die wesentlichen Daten Auskunft. Der Kilopreis liegt allerdings etwa 50 % höher als beim Zugstangenbrecher.

Während vom Schlagbrecher bisher noch bei keiner Trümmervwertungsanlage Gebrauch gemacht wurde, ist

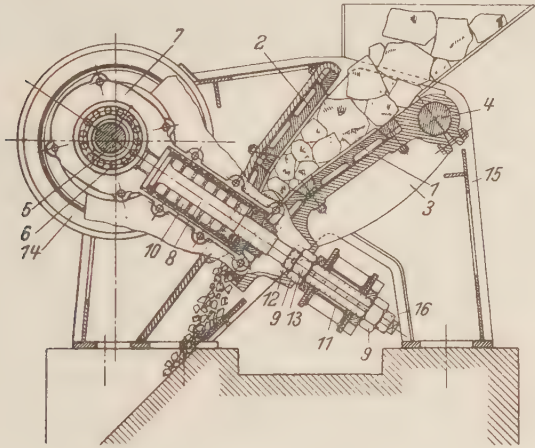


Abb. 3. Aufbau des Stahlplatten-Schlagbrechers. Bauart Stahlbau-Rheinhausen.

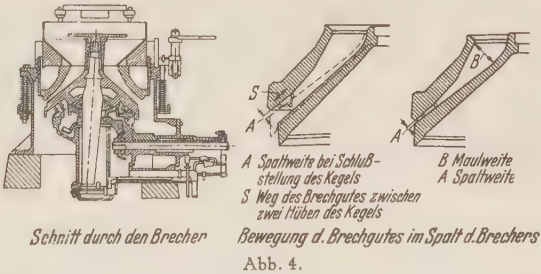
- 1 Schwingen-Brechbacke
2 Gehäuse-Brechbacke
3 Schwinde
4 Schwingenachse
5 Exzenterwelle
6 Pendelrollenlager
7 Zugstangen-Gehäuse
8 Zugstange
- 9 Spalt-Verstellmutter
10 Überlastungsfeder
11 Querbalken
12 Druckplatten-Lager
13 Druckstück
14 Schwungrad
15 Brecher-Gehäuse
16 Einstell-Skala

zur drückenden Ausstattung des Zugstangenbrechers, und die elastische Ausgestaltung eines Teiles des Brechmauls, so daß dieser bei Überlastung durch Fremdkörper, z. B.

Tabelle 2. Symons-Kegelbrecher

Fabrikat		Rheinhausen Krupp-Gruson		Rheinhausen Krupp-Gruson	
Type		Nr. 2		Nr. 3	
Größe Einlaufweite	mm	50	76	76	115
Aufgabe-Stückgröße bis	mm	45	70	70	100
Spaltweite von ÷ bis	mm	5—12	12—38	6—12	12—60
Leistung bei 10 mm Spaltweite	m³/h	12		24	
Kraftbedarf	PS	25		50	
Riemenscheiben - Durchmesser	mm	580		800	
- Breite	mm	125		280	
- Drehzahl	min ⁻¹	585		585	
Größe Länge	mm	2350		2800	
Breite	mm	1300		1800	
Höhe	mm	1300		1600	
Gewicht	kg	4850		9700	

Eisenteile im Aufgabegut, ausweichen kann. Das erstere hat einen verhältnismäßig geringen Abrieb, also wenig von dem unerwünschten Feinstkorn zur Folge (wie Abb. 1), das letztere macht das Gerät narrensicher und damit be-



Schnitt durch den Brecher Bewegung d. Brechgutes im Spalt d. Brechers Abb. 4.

der Symonsbrecher bereits bei 2 oder 3 Anlagen als Nachbrecher im Betrieb.

Wie Abb. 4 zeigt, stellt er gewissermaßen die kontinuierlich arbeitende Arbeitsform des Schlagbrechers dar. Bei ihm ist dazu der an die Stelle der Brechschwinde tretende, in einem Kugeldrucklager im Gegensatz zum Kreiselbrecher unten abgestützte Brechkegel mit seiner Achse so in der schrägen Bohrung einer durch Kegelräder angetriebenen Exzenterbüchse gelagert, daß er in dem

darübergestülpten Brechgehäuse taumelnde Bewegungen ausführt. Durch vorgespannte Federn ist dieses Brechgehäuse elastisch gegen den Maschinenrahmen abgestützt und kann also bei Überlastungen durch Eisenteile ausweichen. Die Schlagzahl ist erheblich, der Hub größer als bei anderen Brechern, die Schlagwirkung also recht bedeutend. Der Zerkleinerungsgrad geht bis 35:1. Er läßt sich mit der Spaltweite während des Betriebes durch Drehung des Brechgehäuses in einem mit Gewinde versehenen Stellring verändern. Auch hier kann der Kornanfall vom Schwer- bis zum Leichtbeton durch Spaltweitenänderung variiert werden, so daß der Symonsbrecher grundsätzlich für einstufige Zerkleinerung geeignet wäre. Allerdings engen die Zusammenhänge zwischen Aufgabe- und Austragsspaltweite und der Leistung den Verwendungsbereich doch so weit ein, daß bei der Trümmerverwertung das Gerät nur als Nachbrecher in Frage kommt. Mit der Betriebssicherheit verbindet er die Annehmlichkeit, daß der lange parallele Austragsspalt gewissermaßen eine Kalibrierung ergibt, wobei gut kubisches Material mit wenig Überkorn anfällt. Seine spezifische Leistung liegt bei $2,5 \text{ m}^3/\text{ht}$ und der Kraftbedarf bei $2 \text{ PS/m}^3\text{h}$. Über die Hauptabmessungen des verhältnismäßig teuren Brechers gibt Tab. 2 Auskunft.

G. Garbotz, Berlin.



Abb. 1. La Grotte-Speicherkraftwerk.

Herstellung der La Grotte-Gewölbereihen-Staumauer.

Über die La Grotte-Talsperre, die gemäß Abb. 1 das Kernstück der Ausnutzung der Wasserkräfte am Südwesthang des Montblanc bildet, wurde bereits berichtet, vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 316 und 317. Auch die Ausnutzung der Wasserkräfte des Très-la-Tête-Gletschers



Abb. 2. Gerüst für Innenschalung.

durch eine Wasserentnahme unter Gletschereis wurde bereits besprochen, vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 376. Inzwischen sind weitere Einzelheiten über den Bau der La Grotte-Staumauer bekanntgeworden, deren Gestaltung als Gewölbereihen-Staumauer angesichts einer Höhenlage von 1750 m sehr viel Kühnheit verlangte. Zeigt doch das Thermometer während der drei bis vier Wintermonate Temperaturen zwischen -20 und -30°C an!

Es wurde ein Betonlaboratorium geschaffen, das ganz auf die Erzielung eines kältefesten Betons ausgerichtet war. In diesem wurde erkannt, daß es ganz wesentlich darauf ankam, aus dem Zuschlagmaterial alle Feinst-

teilchen von der Größenordnung der Zementkörner, d. h. kleiner als $0,2 \text{ mm}$ zu entfernen. Ferner war es notwendig, den Wassorzementfaktor zwischen $0,50$ und $0,55$ zu halten, was durch Verwendung einer Ausfallkörnung mit $0,25 \%$ Hohlräumen erreicht wurde.



Abb. 3. Gerüst für Außenschalung.

Die Herstellung der $1,7 \text{ m}$ dicken und 20 m weit gespannten Gewölbe erfolgte unter Verwendung von Stahlschalungen, die an einem steifen Stahlgerüst befestigt wurden. Abb. 2 zeigt das Gerüst für die Innenschalung, Abb. 3 dasjenige für die Außenschalung, während Abb. 4 beide Gerüste und beide Schalungen gleichzeitig erkennen

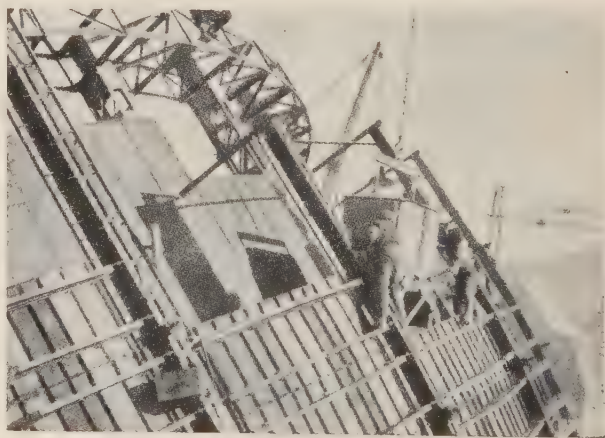


Abb. 4. Blick auf Außen- und Innenschalung.

läßt. An dem rechten Block wird gerade der Beton eingefüllt.

Die Schalung der $7,6 \text{ m}$ dicken Pfeiler erfolgte durch fabrikmäßig hergestellte rechteckige Platten von $1,0 \cdot 1,4 \text{ m}$, ein Verfahren, das sich nicht nur als wirtschaftlich erwies, sondern auch eine schöne architektonische Ansicht lieferte. Da die Baustelle vollständig unzugänglich war, wurde sie durch zwei Drahtseilbahnen erschlossen, eine für Personen- und Lastbeförderung bis zu $8,0 \text{ t}$ und eine für die Zementbeförderung. [Nach La Technique des Travaux 24 (1948) S. 93—103.]

F. Tölke, Karlsruhe.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Strele, Georg, Dr. h. c. Ing., Innsbruck: Grundriß der Wildbach- und Lawinenverbauung, 2. verm. Aufl., IX u. 340 S., Gr. 8° mit 203 Abb., Wien: Springer-Verlag 1950. Preis DMark 30,— geh., DMark 32,50 geb.

Die Neuauflage ist ein deutlicher Beweis für die Brauchbarkeit dieses Buches. In ihm faßt der österreichische Altmeister nicht nur seine fast 50jährigen persönlichen Erfahrungen zusammen, sondern gibt darin auch eine systematische Darstellung der theoretischen Grundlagen. In 10 Abschnitten werden die Charakteristik der Wildbäche, die Ursachen der Wasserverheerungen, die Bewegung des Wassers und Geschiebes, die Quellen der Geschiebeführung, der Einfluß der Pflanzendecke, die Methoden der Wildbachbekämpfung, die baulichen Vorkehrungen, kulturelle und wirtschaftliche Maßnahmen, die Instandhaltung der Verbauung und die Verhütung von Hochwasserschäden behandelt. Dabei ist freilich die neu einbezogene Lebensverbannung von Schindler etwas zu kurz gekommen, wie überhaupt Beispiele über naturverbundenes Gestalten im Verbau der Wildbäche uns gerade aus der Feder dieses reicherfahrenen Verfassers sehr erwünscht gewesen wären. Der gleichfalls neu hinzugefügte Teil über Lawinenverbauung erörtert die Eigenschaften, Veränderungen und Bewegungen der Schneedecke. Bei den Schutzvorkehrungen wären einige Hinweise auf die vorbildlichen Lawinengalerien wertvoll gewesen, die wir der älteren alpenländischen Straßenbaukunst verdanken.

So sorgfältig auch der Verfasser überall auf die theoretischen Grundlagen eingegangen ist, so wurde doch das Hauptgewicht auf die praktische Seite des Verbauungswesens mit seinen neuesten Erfahrungen gelegt. Der Quellennachweis umfaßt 345 Nummern. Besondere Anerkennung verdient, daß die Neuauflage sehr sorgfältig auf stilistische Verbesserungen hin durchgearbeitet wurde. Die hierdurch erzielte straffe und klare Sprache erleichtert in Verbindung mit zweckmäßigeren Formelzeichen, einem guten Satzbild mit übersichtlichem Tabellensatz und einer schönen Auszeichnungsschrift das Lesen des Textes.

Der am 19. März 1950 im Alter von 89 Jahren verstorbene Verfasser hat mit diesem Buch nicht nur dem Ingenieurwachstum, sondern uns allen, vor allem den Praktikern in Verwaltung und Bauindustrie einen unentbehrlichen Ratgeber hinterlassen und sich damit ein unvergängliches Denkmal gesetzt; denn:

Ein Meister, der sein Bestes gab,
der lebet, wirkt übers Grab!

E. Marquardt, Stuttgart.

Dehnert, Dr.-Ing., Hans, Reg.- und Baurat, Zivilingenieur in Potsdam: Verkehrswasserbau, I. Entwurfsgrundlagen, Flußregelungen. II. Flußkanalisierungen und Schiffahrtskanäle. III. Schleusen und Hebewerke. Sammlung Götschen Band 585, 597 und 1152. I. Bd. 103 S., 52 Abb., II. Bd. 94 S., 60 Abb., III. Bd. 98 S., 70 Abb. Berlin 1950. W. de Gruyter & Co. Preis geb. DMark 2,40 je Band.

Der erste Band behandelt Fahrzeuge der Binnenschiffahrt mit einer interessanten Tabelle und Schiffahrtsbetrieb auf Wasserstraßen. Ferner bespricht er Flußregelungen — Entwurf und Mittel des Ausbaus —. Aufschlußreich ist die Zusammenstellung des Schiffahrtsverkehrs auf den einzelnen deutschen Wasserstraßen.

Im zweiten Band kommen erst die flußbautechnischen Fragen der Stauregelung, dann die Anordnung der Kanalisierungsbauwerke, darauf ausgeführte Kanalisierungen in Deutschland und im Auslande. Über Schiffahrtskanäle bringt er Wasserwirtschaft an Kanälen und Bauwerke an Schiffahrtskanälen. Sehr gut ist die zeichnerische Darstellung (Längsschnitte) der meisten deutschen und einiger ausländischer Kanäle.

Im dritten Band wird an Hand einer guten Tabelle Allgemeines über Schleusenabmessungen gebracht, ferner über das Füllen und Leeren der Kammer, Konstruktion und Bewegung der Verschlusskörper, Gestaltung des Schleusenbauwerkes mit einer ganzen Reihe Querschnitte, Nebenanlagen und Betrieb der Schleuse und zum Schluß die Hebewerke. Die Hebewerke mit den Schwimmern seitlich des Troges werden verworfen, obschon man sich

heute mit dieser Art Hebewerke doch wieder eingehender befaßt.

Dem Götschen-Verlag ist zu danken, daß er für diesen Stoff drei Bände zur Verfügung stellte. Diese sind in der bekannt guten Ausführung der Götschenbände gehalten. Der Druck und die Wiedergabe der Abbildungen sind klar und sauber. In der neueren Zeit gibt es in der deutschen Literatur keine zusammenfassende Darstellung dieses Stoffes mehr. Gut ist die an den Anfang jedes Bandes gesetzte Literaturschau. Die Büchlein sind sowohl für den Studierenden eine umfassende Zusammenstellung des Stoffes und für den Fachmann eine wertvolle Fundgrube. Die Anschaffung der Bände kann daher aufs wärmste empfohlen werden.

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

Husmann, Dr.-Ing., Wilhelm, Abteilungsvorsteher der Emscher-Genossenschaft und des Lippe-Verbandes: Praxis der Abwasserreinigung. VII und 140 S., Gr. 8° mit 53 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1950. Preis DMark 10,50 geh.

Der bekannte Verfasser hat es als Chemiker unternommen, eine Einführung in das Verständnis der verschiedenen Abwasserbehandlungsweisen zu geben. Daß es sich dabei überwiegend um den Niederschlag der eigenen Kenntnisse und Erfahrungen vor allem bei der Emscher-Genossenschaft und dem Lippe-Verband handelt, gibt der Schrift besonderen Wert. Diese Beschränkung ist auch der Grund, warum außerhalb des eigenen Wirkungskreises angewandte Verfahren nicht behandelt wurden.

Die Stoffbehandlung, Beispiele und Abbildungen sind dem verschiedenartigen Bildungsumfang des Leserkreises, für den das Buch in erster Linie bestimmt ist — Abwasser- und Gesundheitsingenieure, Wasserwirtschaftler, Chemiker, Medizinalbeamte, Klärmeister, Betriebstechniker, Verbandsvorstände, Bürgermeister — nach Möglichkeit angepaßt. Kurze Überblicke über die Reinigungsmöglichkeiten für städtisches Abwasser, über Bakterien und Kleinlebewesen im Abwasser, im Abwasserschlick und im Vorfluter, elementare Hinweise auf Wassermengenmessungen und sachgemäße Probenahmen, anregende Abschnitte über Vorarbeiten für Entwürfe von Kläranlagen und über Dungstoffe im Abwasser und Abwasserschlick bereiten den Leser an Hand vielseitiger Erfahrungsdaten auf die Wichtigkeit des praktischen Betriebs von Kläranlagen vor. Dementsprechend sind auch die Betriebsaufzeichnungen, Messungen und Prüfverfahren sehr sorgfältig behandelt, die im täglichen Betrieb zur Überwachung der Wirkungsweise der Kläranlagen dienen. Besonders eingehend werden die Betriebsschwierigkeiten und die Maßnahmen zu ihrer Überwindung dargelegt. Den Baufachmann interessiert besonders auch der Schlußabschnitt über Betonzerstörungen und Schutzmaßnahmen.

Das trotz des wohlfeilen Preises gut ausgestattete Buch stellt eine wertvolle Bereicherung unseres abwassertechnischen Schrifttums dar, dem bei unseren künftigen Aufgaben eine erhöhte Bedeutung zukommt, da die Reinhaltung unserer Gewässer eine der wichtigsten Maßnahmen zur Förderung des öffentlichen Wohles bildet.

E. Marquardt, Stuttgart.

Kienzle, Otto: Normungszahlen (= Wissenschaftl. Normung. Schriftenreihe, herausgegeben in Verbindung mit dem Seminar für Techn. Normung an der Techn. Hochschule Hannover von Prof. Dr.-Ing. Otto Kienzle. Band 2). XII u. 339 S., Gr. 8° mit 149 Abb. u. 79 Zahlentafeln im Text. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag. 1950. Preis geh. DMark 22,50, geb. DMark 25,50.

Das Bedürfnis der Technik nach einer Auswahl von Zahlen, die geeignet sind, Reihen bestimmter Gleichmäßigkeit zu bilden, führte zu den „Normungszahlen“ (DIN 323). Sie bilden eine in das Dezimalsystem eingebaute geometrische Reihe. Nach Begründung jenes Bedürfnisses und einem geschichtlichen Rückblick wendet sich der Verfasser in einer ausführlichen und gründlichen wissenschaftlichen Darstellung diesen Zahlen selbst zu und entwickelt ihre Systematik. Auch die durch die Normungszahlen gegebenen Rechnungsmöglichkeiten werden

in den Kreis dieser Grundlagenbetrachtungen einbezogen. Ebenso eindringlich wird im zweiten Teil des Buches die Anwendung der Normungszahlen als Auswahl-, Ordnungs- und Stufungsverfahren zunächst allgemein insbesondere bei Grundnormen, dann im Maschinenbau und schließlich auch auf anderen Gebieten behandelt.

Das Buch führt in fesselnder Weise zutiefst in ein praktisch bedeutungsvolles Gebiet der Methodik und leitet zu ihrem verstehenden Gebrauche an. Es vermittelt die Überzeugung, daß die in den Normungszahlen festgelegte wohlgestufte Zahlenreihe sich als Normungs- und Typisierungsgrundlage nicht nur bereits bewährte, sondern in Zukunft zum selbstverständlichen Rüstzeug des Ingenieurs und zum Gedächtnisstoff des Industriearbeiters gehören wird.

Albert Vierling, Hannover.

Saliger, Rudolf, Dr.-Ing., ord. Prof. (emer.) der Techn. Hochschule Wien: Der Stahlbetonbau, Werkstoff, Berechnung u. Gestaltung. 7. neubearbeitete Auflage. 644 S., Gr. 17 × 24 cm mit 700 Abb. u. 140 Zahlentafeln. Wien: Verlag Fr. Deuticke. 1949. Geb. DMark 50.—.

Die 6. Auflage des bekannten Buches, das nunmehr + Jahrzehnte besteht, war 1933 erschienen; das Manuskript der 7. Aufl. wurde 1944 in der Leipziger Druckerei vernichtet. Entsprechend der Entwicklung des Stahlbetonbaus seit dem Erscheinen der 6. Aufl. sind die meisten Teile des Buches umgearbeitet. In der Festigkeitslehre (im Buchtitel Berechnung genannt) wird der bildsame Bruchzustand und die Bemessung aus dem bildsamen Zustand eingehend behandelt. Bei der Behandlung der „klassischen“ Bemessungsmethode wird neben den üblichen Verfahren auch ein solches gezeigt dessen Formeln und Tafeln unabhängig von den zulässigen Beanspruchungen sind. Bedenkt man, daß die DIN 1045 über 100 σ_{zul} -Werte enthält, so leuchtet der Vorteil dieses Verfahrens ein.

Ein ziemlich breiter Raum ist der Statik im Abschnitt „Gestaltung“ eingeräumt (Durchlaufträger, Rahmen, Bögen, Platten u. a. m.), womit die Stoffauswahl der bisherigen Auflagen des Buches beibehalten ist. Es ist jedoch zu überlegen, ob dies bei der heutigen umfangreichen Literatur über Statik und Elastizitätstheorie noch erforder-

lich ist. Ich neige dazu, diese Frage zu verneinen. Würde sich der Verfasser überdies noch entschließen, auf die Wiedergabe von Normen, insbesondere DIN 1045, zu verzichten, so würden etwa 160 Seiten eingespart, dafür Platz für andere wichtige Themen, z. B. die Beeinflussung der Schnittkräfte durch Kriechen, frei werden und dabei Gesamtumfang und Preis geringer werden.

Das Buch, das zu den Standardwerken des Stahlbetons gehört, wird von der Fachwelt in der vorliegenden Neuauflage gern begrüßt werden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Verein Deutscher Portland- und Hüttenzementwerke e. V.: Zement-Taschenbuch 1950. 33. Jg. des Zement-Kalenders. VII, 343 S., Gr. 15 · 10½ cm, mit 23 Abb. Preis: geb. 5.— DMark. Wiesbaden: Bau-Verlag GmbH., 1950.

Der Zementkalender, der 1943 zum letzten Male erschien, hat in seinem jetzt vorliegenden 33. Jahrgang 1950 den Namen Zement-Taschenbuch und einen anders gegliederten Inhalt bekommen. Er umfaßt vier Teile: Teil A, Zement als hydraulisches Bindemittel einschl. DIN 1164, 1167 und 4207 von Dr. F. Keil, Düsseldorf; Teil B: Verarbeitung der Zemente zu Beton und Mörtel von Prof. Dr.-Ing. A. H u m m e l, Aachen; Teil C: Die Verarbeitung und Anwendung von Beton von Prof. Dr.-Ing. P i s t o r, Heidelberg, und, von dem gleichen Verfasser bearbeitet, Teil D: Vorschriften und Zahlentafeln u. a. mit einer übersichtlichen Zusammenstellung der in den DIN 1045, 1046, 4225, 1047, 1053, 1054 zerstreut zu findenden zulässigen Beanspruchungen. Das neue Zement-Handbuch ist eine glückliche Fortsetzung des alten Zementkalenders.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Happach, V., Dr. phil., öffentl. best. Vermessungsingenieur und Dozent der Physik und Mathematik in Berlin: Ausgleichsrechnung, 2. Aufl. (= Teubners Mathematische Leitfäden, Band 18). 103 S., Gr. DIN A 5 mit 26 Abb. Leipzig: Verlagsges. B. G. Teubner, 1950. Preis kart. DMark 6,20.

Das Sunfix ABC. Ein technisches Nachschlagewerk für Glasstahlbeton- und Glasbaustein-Konstruktionen. Ausgabe 1950. 59 S., Gr. DIN A 6. Aachen: Vereinigte Glaswerke 1950.

Steine und Erden, Baustoff-Lexikon. Mit Industrie- und Handels-Firmenregister. 2. Aufl. 1949/50, 606 S., Gr. DIN A 4, Wiesbaden: Otto Kraußkopf, Verlag für Wirtschaftsschrifttum. Preis DMark 30.—.

Verschiedenes.

Professor Dr.-Ing. Paul Böss 60 Jahre alt.

Am 24. Dez. 1950 überschritt der ord. Professor für Wasserbau und Hydromechanik und Direktor des Institutes für Hydromechanik, Stauanlagen und Wasserversorgung an der T. H. Karlsruhe, Dr.-Ing. Paul Böss die Schwelle des 60. Lebensjahres. Böss ist durch seine bahnbrechenden hydromechanischen Arbeiten weit über Deutschlands Grenzen hinaus bekannt geworden.

Böss wurde das große Glück zuteil, von 1915 bis 1930 der engste Mitarbeiter eines überragenden Forschers, des Geheimen Oberbaurats Prof. Dr.-Ing. Theodor Rehbock, zu sein. Daneben war es für seine wissenschaftliche Entwicklung nicht minder entscheidend, daß in jener Zeit an der T. H. Karlsruhe die Strömungslehre dank der kraftvollen Initiative Wilhelm S p a n n h a k e s einen einzigartigen Aufstieg erfuhr. Durch Verbindung eines streng wissenschaftlichen wasserbaulichen Versuchswesens mit den impuls- und potentialtheoretischen Erkenntnissen der modernen Strömungslehre ist es Böss in der Folgezeit gelungen, die Hydraulik aus ihrer hoffnungslosen Sackgasse zu befreien und auf den Trümmern einer festgefahrenen Empirie eine kraftvolle Hydromechanik aufzubauen.

Möge die jugendliche Frische, welche die Persönlichkeit und die Forschungsarbeiten von Paul Böss in glei-



chem Maße auszeichnet, ihm noch lange erhalten bleiben, nicht zuletzt auch zu Nutz und Frommen von Wissenschaft und Praxis.

F. Tölke Karlsruhe.

125-Jahrfeier der Techn. Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe.

In der Zeit vom 26. bis 28. Oktober 1950 beging die Techn. Hochschule Karlsruhe das Fest ihres 125jährigen Bestehens, bei dem rund 2000 Festgäste anwesend waren, die aus allen Teilen Deutschlands und aus zahlreichen europäischen und überseeischen Staaten kamen. Die Techn. Hochschule Karlsruhe benutzte die Jubiläumsfeier, eine Reihe hochverdienter Gelehrter und Förderer der Forschung und Wissenschaft auszuzeichnen.

U. a. wurden geehrt als Ehrensensatoren: Dr. jur. Emil E i s e l e, Präsident der Eisenbahndirektion Karlsruhe; Stadtdirektor Dipl.-Ing. Adolf Elsaesser in Mannheim; Senator e. h. Dr.-Ing. Adolf Messer in Frankfurt; Prof. Dr.-Ing. Mirko Roš, Président de la Direction du laboratoire fédéral d'essai des matériaux et Institut de Recherches — Industrie, Génie civil Arts et Métiers — in Zürich; Baudirektor Karl Schüßler in Köln.

Ferner als Ehrendoktoren: Geheimrat Prof. Dr. h. c. Reinhard Demoll in München in Würdigung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete der Hydrobiologie, seiner Forschungen in der qualitativen Wasserwirtschaft und seiner richtungweisenden Bestrebungen für die Reinhaltung der Gewässer; o. Prof. Otto Graf an der Techn. Hochschule in Stuttgart in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiet des Beton-, Stahl- und Holzbaues und in Würdigung seiner umfangreichen betontechnologischen Forschungsarbeiten.

